

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

ANÁLISIS DE LA INTERSECCION ENTRE LA AV. DE LAS AMERICAS Y RUTA MACHÁNGARA, CON POSIBLE MEJORAMIENTO VIAL

**TRABAJO DE TITULACION
PREVIA A LA OBTENCION
DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

JOSE ALEJANDRO ROMERO SANCHEZ
C.I. 0603944208

CHRISTIAN ROLANDO TOLEDO PACHECO
C.I. 0105542492

DIRECTOR:

ING. JUAN MARCELO AVILES ORDOÑEZ MSc.
C.I. 0103872503

CUENCA - ECUADOR

2017



Resumen

El enfoque de este proyecto evalúa el desempeño actual de la intersección entre la Av. de las Américas y Ruta Machángara en la ciudad de Cuenca, con el objeto de proponer diferentes alternativas de diseño que mejoren el nivel de servicio en cada acceso de la intersección. En otras palabras, se pretende evitar el congestionamiento vehicular, reducir las demoras y solucionar los problemas del tránsito actual y dentro del periodo de diseño del proyecto. El punto de partida para el análisis del proyecto fue determinar los flujos de demanda vehicular en cada acceso y las características geométricas del redondel; obteniendo de esta manera, la capacidad vial, los niveles de servicio y una mejor comprensión del funcionamiento de la intersección que permitan establecer las medidas necesarias de mejora. Los datos necesarios para llevar a cabo este estudio se obtuvieron de conteos manuales y automáticos del volumen del tráfico, y del registro de placas en la intersección tratada. También se requirió el levantamiento topográfico del redondel e información suministrada por el GAD Municipal, la Agencia de Regulación y Control Hidrocarburífero y el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. La metodología propuesta por el HCM 2010 para el análisis de pasos a desnivel, redondeles e intersecciones señalizadas se empleó para procesar toda la información registrada. Finalmente se optó por la alternativa que reflejó el mejor nivel de servicio para el periodo de diseño de 20 años, junto con el diseño geométrico de la intersección que justifique la viabilidad de los cambios operacionales.

Palabras Clave: HCM 2010, Niveles de servicio, demoras, pasos a desnivel, redondeles, intersecciones señalizadas, peatones, carreteras de carriles múltiples.



Abstract

The purpose of this project is to evaluate the current performance of the intersection of Av. de las Américas and Ruta Machángara in Cuenca, in the order to recommend different design alternatives that improve the level of service in each access of the intersection. In other words, the aim is to avoid traffic jams, reduce delays, and to solve current traffic problems within the project design deadline. The starting point for the analysis was to determine traffic demand in each access and the geometric features of the roundabout; tracking down in this way, the road capacity, the level of service, and a better understanding of the intersection's operation, in order to establish the needed upgrading measures. The data required to carry out this study was obtained from manual and automatic traffic volume counts and plate registration at the treated intersection. The roundabout topographical survey information provided from: the Municipal Agency, the Control Agency of Hydrocarbon Regulation, and the National Institute of Statistics and Censuses; were also required. The methodology proposed by the HCM 2010 for the analysis of interchange ramp terminals, roundabouts and signalized intersections was used to process all the gathered information. Finally, the chosen alternative reflected the best level of service for the 20-year design period, along with the geometric design of the intercept to justify the feasibility of operational changes.

Key Words: HCM 2010, level of service, delays, interchange ramp terminals, roundabouts, signalized intersections, pedestrians, multi-lane highways.



Contenido

Resumen.....	1
Abstract.....	2
Cláusulas de derecho de autor	9
Cláusulas de propiedad intelectual	11
Dedicatorias	13
Agradecimientos	14
1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 Antecedentes	15
1.2 Justificación.....	15
1.3 Objetivos	16
1.3.1 Objetivo General.....	16
1.3.2 Objetivos específicos.....	16
1.4 Alcance	16
2. MARCO TEÓRICO.....	17
2.1 Volumen y Capacidad.	17
2.2 Clasificación de las intersecciones viales:	18
2.3 Cálculo del TPDA.....	18
2.3.1 Proyecciones del tráfico.....	19
2.4 Intersecciones señalizadas	21
2.4.1 Generalidades de las intersecciones señalizadas	21
2.4.2 Metodología para intersecciones señalizadas.	28
2.5 Semaforización	50
2.5.1 Componentes del semáforo.....	50
2.5.2 Requisitos que justifiquen su instalación	52
2.5.3 Términos básicos	53
2.5.4 Cálculos de los tiempos del semáforo.	54
2.6 Redondeles	58
2.6.1 Generalidades	59
2.6.2 Metodología de cálculo para redondeles.	59



2.6.3	Metodología para la evaluación de una rotonda	65
2.7	Intersecciones a desnivel	72
2.7.1	Intercambiadores	73
2.8	Carretera de carriles múltiples	73
2.9	Diseño geométrico de intersecciones	77
2.9.1	Composición del tránsito	77
2.9.2	Diseño de la intersección vial.	79
2.9.3	Elementos Básicos para el diseño.....	80
2.9.4	Diseño geométrico de Rotondas	84
2.9.5	Diseño geométrico de Intercambiadores	89
3.	ANÁLISIS DE TRANSITO.....	90
3.1	Recolección de información vehicular	90
3.2	Análisis de la información recolectada	92
3.2.1	Cálculo del TPDA y Proyecciones.	92
3.3	Evaluación del tránsito de la intersección	94
3.3.1	Evaluación de la situación actual.....	95
3.3.2	Evaluación de las alternativas.	98
3.3.3	Evaluación de los pasos a desnivel	114
3.3.4	Evaluación de los cruces peatonales	116
3.3.5	Diseño Geométrico de la mejor Alternativa	118
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	120
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121



INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Representación esquemática entre las Intersecciones a Nivel y Desnivel [4].	18
Figura 2.2. Tres enfoques de estudio alternativo [3].	22
Figura 2.3. Intersección Geometría de esquinas y movimientos peatonales [3]	28
Figura 2.4. Elementos de tiempo que influyen en la duración de la fase actuada [3].	35
Figura 2.5. Condición 1, Cruce de la calle secundaria [3].	42
Figura 2.6. Condición 2, Cruce de la calle Principal [3].	43
Figura 2.7. Figuras usadas para representar las variables de este capítulo [3].	49
Figura 2.8. Ubicación y número recomendado de caras en intersecciones de calles de doble sentido con camellón central [7].	51
Figura 2.9. Disposición de las lentes en la cara de un semáforo [7].	51
Figura 2.10. Fases y diagrama de fases en una intersección con semáforos [8].	54
Figura 2.11. Intervalo de cambio de fase [8].	55
Figura 2.12. Modelo básico del flujo de saturación [8].	57
Figura 2.13. Análisis en una fase de la rotonda [3].	60
Figura 2.14. Ejemplo de entrada de un carril en conflicto con un carril circulante [3].	61
Figura 2.15. Ejemplo de entrada de dos carriles en conflicto por un carril circulante [3].	61
Figura 2.16. Ejemplo de entrada de un solo carril en conflicto por dos carriles circulantes [3].	62
Figura 2.17. Ejemplo de entrada de dos carriles en conflicto por dos carriles circulantes [3].	63
Figura 2.18. Capacidad de entrada para un carril simple y para una entrada multicarril [3].	64
Figura 2.19. Carril de derivación con giro a la derecha [3].	64
Figura 2.20. Cálculo del flujo circulante [3].	67
Figura 2.21. Cálculo del flujo de salida [3].	67
Figura 2.22. Curva velocidad-flujo [8].	76
Figura 2.23. Trayectoria mínima de giro para el vehículo de diseño WB-62 [14].	78
Figura 2.24. Carril de aceleración [1].	81
Figura 2.25. Carriles de desaceleración [1].	82
Figura 2.26. Casos para el cálculo de distancia de visibilidad en Intersecciones [1]	83
Figura 2.27. Anchura de pista y saliente para los vehículos de diseño que operan en las curvas [15].	85
Figura 2.28. Características y Dimensiones para una rotonda [16].	86
Figura 2.29. Ejemplo del perfil de la velocidad teórica [16].	87
Figura 2.30. Sección típica para el carril de circulación [17].	87
Figura 2.31. Relación Radio-Velocidad en rotondas [17].	88
Figura 2.32. Distancia de visibilidad en rotondas [17].	88
Figura 2.33. Esquema de la distancia de visibilidad en una rotonda [17].	89



Figura 3.1. Esquema de la ubicación de las Estaciones.	91
Figura 3.2. Esquema de Flujos que ingresan a la Intersección.	94
Figura 3.3. Esquema de diseño para la alternativa 1.	102
Figura 3.4. Fase 1 de la Alternativa 2.	104
Figura 3.5. Fase 2 de la Alternativa 2.	107
Figura 3.6. Fase 1 de la Alternativa 3.	112
Figura 3.7. Fase 2 de la Alternativa 3.	112
Figura 3.8. Cruces peatonales para la Alternativa 2.	116
Figura 3.9. Cruces peatonales para la Alternativa 3.	116
Figura 3.10. Esquema de solución para la alternativa 1.	119
Figura 3.11. Esquema de solución para la alternativa 1.	120

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Ventajas y Desventajas entre las Intersecciones a Nivel y Desnivel [4].	18
Tabla 2.2. Criterio de LOS. Modo automóvil [3]	23
Tabla 2.3. Criterio de LOS. Modo peatonal [3].	23
Tabla 2.4. Relación de Pelotón [3]	24
Tabla 2.5. Grupo de carriles comunes para el análisis [3].	29
Tabla 2.6. Factor de ajuste por ancho de carril [3].	30
Tabla 2.7. Descripción Cualitativa del espacio peatonal [3].	41
Tabla 2.8. Volumen mínimo de vehículos [7].	52
Tabla 2.9. Volumen mínimo de vehículos [7].	52
Tabla 2.10. Automóviles directos equivalentes para giros hacia la izquierda (ELT) [10].	56
Tabla 2.11. Automóviles directos equivalentes para giros hacia la derecha (ERT) [10].	56
Tabla 2.12. Criterios de Nivel de servicio [3].	59
Tabla 2.13. Pasajeros equivalentes por vehículo [3].	65
Tabla 2.14. Asignaciones de carril asumidas [3].	68
Tabla 2.15. Asignaciones en volumen para carriles de dos entradas [3].	68
Tabla 2.16. Valores predeterminados asumidos para la utilización de carriles en accesos de dos carriles [3].	68
Tabla 2.17. Modelo del factor de ajuste de capacidad por peatones que cruzan por la entrada de un carril (asumiendo la prioridad de los peatones) [12].	69
Tabla 2.18. Modelo de factor de ajuste de la capacidad por peatones que cruzan por la entrada de dos carriles (asumiendo la prioridad de los peatones) [12].	69
Tabla 2.19. Ajuste por ancho de carril [3].	74
Tabla 2.20. Ajuste por distancia libre lateral total [3].	75
Tabla 2.21. Ajuste por tipo de parterre [3].	75
Tabla 2.22. Ajuste por punto de acceso [3].	75



Tabla 2.23. Gradientes máximas relativas para giros [14].	82
Tabla 2.24. Velocidad Especifica del segmento central del ramal de enlace (VRE) cuando $\Delta < 180^\circ$ (km/h) [2].	90
Tabla 2.25. Velocidad Especifica del segmento central del ramal de enlace (VRE) cuando $\Delta \geq 180^\circ$ (km/h) [2].	90
Tabla 2.26. Longitudes mínimas de entrecruzamiento [2].	90
Tabla 3.1. Factores utilizados para el cálculo del TPDA	93
Tabla 3.2. Tasa de crecimiento vehicular	93
Tabla 3.3. Resumen del tráfico observado durante el conteo manual	93
Tabla 3.4. Resumen del TPDA calculado para el 2017	93
Tabla 3.5. Datos Generales para el Estudio de Transito	95
Tabla 3.6. Matriz O-D usada para el estudio actual de la intersección	96
Tabla 3.7. Flujos de demanda y Flujos de demanda en VP para el estado actual.	96
Tabla 3.8. Niveles de Servicio y Demoras para la intersección Actual.	97
Tabla 3.9. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y para la rotonda en general.	98
Tabla 3.10. Volúmenes en vehículos equivalentes proyectados hasta el 2037.	99
Tabla 3.11. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	99
Tabla 3.12. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la rotonda en general para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	101
Tabla 3.13. Datos empleados para la intersección con semáforos	103
Tabla 3.14. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico actual (Alternativa 2)	105
Tabla 3.15. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico actual (Alternativa 2)	105
Tabla 3.16. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 2).	106
Tabla 3.17. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 2).	106
Tabla 3.18. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	107
Tabla 3.19. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la alternativa en general. Para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	109
Tabla 3.20. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico actual (Alternativa 3)	110
Tabla 3.21. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico actual (Alternativa 3)	110
Tabla 3.22. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 3).	111
Tabla 3.23. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 3).	111
Tabla 3.24. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	113



Tabla 3.25. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la intersección en general. Para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.	114
Tabla 3.26. Valores para el ajuste de la velocidad de flujo libre.....	114
Tabla 3.27. Niveles de servicio para el paso a desnivel en la Av. de las Américas sentido Oeste-Este.....	115
Tabla 3.28. Niveles de servicio para el paso a desnivel en la Av. de las Américas sentido Este-Oeste.....	115
Tabla 3.29. Niveles de servicio para el paso a desnivel desde la Av. de las Américas hasta la calle Paseo Río Machángara	115
Tabla 3.30. Datos necesarios para la evaluación de los Cruces Peatonales	117
Tabla 3.31. Demoras y Niveles de servicio para peatones.	118
Tabla 4.1. Comparación de Alternativas.	120
Tabla 4.2. Comparación entre la Intersección Actual y la Intersección Mejorada.	121

Abreviaturas y Simbologías

LOS: Level Of Service (Nivel de Servicio)

MTOP: Ministerio de Transporte y Obras Públicas

TPDA: Tráfico promedio diario anual.

V/C: Relación Volumen – Capacidad

TH: Movimiento directo

LT: Movimiento a la izquierda y directo

RT: Movimiento a la derecha y directo

L: Movimiento a la izquierda

R: Movimiento a la derecha

Cláusulas de derecho de autor



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

José Alejandro Romero Sánchez, autor del Trabajo de Titulación “Análisis de la intersección entre la Av. De las Américas y ruta Machángara, con posible mejoramiento vial”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 12 de abril del 2017



José Alejandro Romero Sánchez

C.I: 0603944208



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Christian Rolando Toledo Pacheco, autor del Trabajo de Titulación “Análisis de la intersección entre la Av. De las Américas y ruta Machángara, con posible mejoramiento vial”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 12 de abril del 2017



Christian Rolando Toledo Pacheco

C.I: 0105542492

Cláusulas de propiedad intelectual



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

José Alejandro Romero Sánchez, autor del Trabajo de Titulación "Análisis de la intersección entre la Av. De las Américas y ruta Machángara, con posible mejoramiento vial", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 12 de abril del 2017



José Alejandro Romero Sánchez

C.I: 0603944208



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Christian Rolando Toledo Pacheco, autor del Trabajo de Titulación “Análisis de la intersección entre la Av. De las Américas y ruta Machángara, con posible mejoramiento vial”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 12 de abril del 2017



Christian Rolando Toledo Pacheco

C.I: 0105542492



Dedicatorias

A mi padre, por sus métodos de aleccionar, por las enseñanzas impartidas y por el apoyo que me ha brindado a través de un estilo propio de su forma de ser.

A mi madre, por su apoyo incondicional, por los valores inculcados en mí desde temprana edad y por la confianza que deposita en mí.

A mi hermano, a quien aprecio, al cual le deseo un buen porvenir libre de todo mal. Quien podrá contar conmigo siempre.

A mis amigos, a los verdaderos; quienes han estado a mi lado, quienes me han apoyado y de quienes he aprendido.

A las experiencias, errores y aciertos, días y noche de estudio y diversión, al tiempo invertido y mal gastado, a las personas que he conocido y a los lugares que he visitado. Todo lo que ha dejado en mí ser valiosas lecciones que me han forjado hasta ser la persona que soy ahora.

José Romero

Primeramente, dedico a Dios pues es el medio que me ayudo a terminar este trabajo de titulación.

Este trabajo se lo dedico principalmente a mis padres; Olga y Rolando, ya que con su apoyo he logrado terminar esta etapa de mi vida, no sé qué hubiera sido de mí sin el apoyo de ellos.

También quiero dedicar este trabajo a mis abuelos, Griselda y Gerardo (†), como también a Isaura y Nicanor (†), puesto ellos son mi ejemplo de vida. Y me enseñaron a ser una persona honesta y responsable.

No puedo olvidarme de mis hermanas Karina y Valeria, que son mi inspiración para poder culminar este trabajo con éxito. A mi sobrino Samuel le dedico también, es el que me saca una sonrisa diariamente y por eso he podido pasar este tiempo feliz.

Dedico también este trabajo a los pocos, pero buenos amigos que me acompañaron la mayoría de los días en esta etapa universitaria, entre ellos puedo mencionar: Bruno, JD, Santiago (†), Guy, Juank, Johnny, Edi, Tuky, Tefa y Tania. Esto va para ustedes amigos.

Christian Toledo



Agradecimientos

Agradezco sinceramente a toda persona que me ha ayudado de una manera desinteresada a lo largo de mi vida como estudiante, porque sin su apoyo no lo habría logrado. De igual manera, les ofreceré mi ayuda cuando la necesiten.

Agradezco al Ing. Juan Avilés por las pautas y correcciones durante la realización de la tesis, y especialmente por apoyarnos hasta el último momento con nuestro trabajo de titulación.

José Romero

Agradezco a mis Padres, pues ellos son quienes estuvieron apoyándome cada día durante toda mi vida para poder llegar a este momento.

Un agradecimiento especial para el Ing. Juan Avilés por compartirnos sus conocimientos para realizar este trabajo de titulación.

Otro agradecimiento especial para las Unidades educativas donde estude, la escuela "Jesús Vásquez Ochoa", el colegio "Benigno Malo" y la "Universidad de Cuenca", gracias a estos establecimientos por sus sabios profesores y su excelencia académica.

Agradezco también al Ing. Edgar Lligui, por la especial ayuda para poder culminar este trabajo.

Christian Toledo



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El problema del tráfico se interpreta como un determinado número de vehículos que intentan pasar por un reducido espacio de cualquier sistema vial. Para afrontar este problema se puede intentar construir suficientes vías que proporcione el suficiente espacio para toda la demanda vehicular o se debe restringir severamente dicha demanda. Sin embargo, estas situaciones no son del todo prácticas, por lo cual se trata de buscar un equilibrio entre esas dos situaciones para encontrar la mejor solución posible. Tomando en cuenta la construcción mínima de vías extras, el uso de las vías existentes y nuevas a su máxima capacidad y aplicando nuevas medidas para restringir el nivel de tráfico.

En la ciudad de Cuenca se ha notado un crecimiento rápido del parque automotor en los últimos años, según el crecimiento vehicular del Anexo 9 con sus respectivas tasas de crecimiento presentes en la Tabla 3.2. Debido a esto se han experimentado problemas de congestión vehicular en diversos puntos de la ciudad, lo cual se evidencia en el bajo nivel de servicio que presta el sistema vial de nuestra Ciudad en dichos puntos. Si anteriormente se diseñó medidas correctivas, este crecimiento ha sido tan rápido que las iniciativas municipales han resultado insuficientes al momento de disminuir la congestión vehicular.

1.2 Justificación

El problema de la congestión vehicular ha representado costos innecesarios para los usuarios del sistema vial a causa de demoras e incomodidades en los diferentes trayectos usados a diario, que en gran parte se deben a diseños inadecuados y al mal uso de las intersecciones. Debido a esto, el presente trabajo pretende mejorar una intersección que hoy en día presenta una gran carga vehicular; el redondel del Sindicato de choferes, ubicado entre la Av. de las Américas y Paseo Río Machángara, mediante el estudio de tránsito y modificaciones necesarias del diseño actual.

Esta intersección es una de las entradas al parque industrial en donde circula un volumen ajustado al TPDA del 2017 de 6580 vehículos por día, según los conteos que se realizaron. Dato que incluye el porcentaje de vehículos pesados que se dirigen a los diversos destinos que conecta esta intersección. Los camiones, generalmente por ser más pesados que los buses y automóviles, son más lentos y ocupan mayor espacio; por tanto, tienen mayor efecto en el tránsito que los vehículos más pequeños. El efecto de operación de un camión es equivalente al de varios vehículos livianos, entonces a mayor proporción de camiones en el tránsito, mayor es la intensidad del tránsito y por ende, requerirá mayor capacidad la intersección [1].



Cabe recalcar que esta intersección es utilizada por los usuarios que se dirigen a sectores como Las Orquídeas, Checa, Chiquintad, Ochoa León, Ricaurte. También la Av. De las Américas es una de las rutas más utilizadas para dirigirse a la Autopista Cuenca – Azogues.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Encontrar la mejor solución técnica al problema que se ha generado en esta intersección, mediante la evaluación de la situación actual, la cual servirá como guía para realizar el diseño geométrico de esa solución de acuerdo a las normativas vigentes.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Realizar el Conteo volumétrico y registro de placas.
2. Realizar la topografía a detalle de la intersección.
3. Plantear 3 soluciones de mejora que se adapten a los criterios de seguridad y economía.
4. Determinar la Capacidad, Nivel de Servicio, y las proyecciones a 20 años del flujo vehicular.
5. Desarrollar un documento que sirva como material bibliográfico, fuente de información, apoyo metodológico y apoyo a la docencia.

1.4 Alcance

El enfoque general recomendado para atender el diseño geométrico de una intersección presenta una serie de actividades secuenciales, así: Estudio de tránsito de la intersección y análisis de la situación existente; Formulación de alternativas de soluciones; Selección de la alternativa más conveniente; Diseño definitivo de la solución adoptada. Con el propósito de presentar en forma ordenada los criterios geométricos básicos requeridos para el diseño de los diferentes elementos que integran una intersección, como son: las isletas, carriles de aceleración, desaceleración y giro a la izquierda, entrecruzamiento, ramales, etc. [2].

Para este trabajo se obtendrá información de: los conteos volumétricos en la zona de estudio, los levantamientos topográficos y de los respectivos datos solicitados a todas las entidades pertinentes. Con esta información registrada y la metodología establecida por el “Highway Capacity Manual” en su edición del año 2010 (HCM 2010) [3], se determinarán los niveles de servicio y capacidades del distribuidor.

Se aplicarán metodologías para intersecciones sin semáforo con el propósito de estimar la situación de la intersección ante los diferentes flujos proyectados del tráfico; con el fin de proveer planes de corto plazo enfocados en el desempeño de la intersección a su



máxima capacidad, en la influencia de pequeños cambios al diseño operacional actual y a las mejoras geométricas de alto impacto visual (como curvas de entrada o salida y pasos a desnivel). Estas medidas buscan generar en los conductores la sensación de comodidad, eficiencia y sobre todo seguridad durante su recorrido por la intersección.

En conclusión, este trabajo evaluará el estado actual de esta intersección, incluyendo la evaluación de mínimo 3 alternativas de solución. Tratando que el periodo de servicio idóneo sea de 20 años, adoptando como la mejor solución a la alternativa que brinde las mejores niveles de servicio y el menor tiempo promedio de demoras, al mayor periodo de tiempo posible.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Volumen y Capacidad.

El diseño de una carretera o de cualquiera de sus partes se debe basar en datos reales del tránsito en la intersección, con la finalidad de construir la vía en base al nivel de servicio y al diseño geométrico deseado. Tomando en cuenta que todos los accesos a una intersección operan de distinta manera, se debe hacer referencia a las capacidades de los diferentes accesos. De tal manera, cuando se menciona la “capacidad” o el “volumen de servicio” de una intersección, debe entenderse la capacidad y el volumen de servicio de cada acceso de forma individual o de cada camino que concurre a la intersección.

Volumen o Demanda.

Es la cantidad de vehículos que pasa por cualquier clase de vía o segmento de esta en un determinado intervalo de tiempo.

Capacidad.

Es la habilidad que presenta la vía para acomodar el transito que circula por ella sin producir conflictos.

Relación Volumen-Capacidad.

Para encontrar los niveles de servicio en que opera cualquier sistema vial se define una relación Volumen-Capacidad, para la cual existen tres posibilidades:

- Si esta relación es menor que 1, el sistema vial no está saturado,
- Si la relación es igual a 1, el sistema vial está al límite y,
- Si la relación es mayor a 1, el sistema vial está saturado.

2.2 Clasificación de las intersecciones viales:

1. Intersecciones a Nivel:
 - Intersecciones a nivel simples sin semáforos.
 - Intersecciones a nivel Semaforizada.
 - Intersecciones a nivel simples con carriles de derivación (canalizaciones).
 - Rotondas.
2. Intersecciones a Desnivel:
 - Intercambiadores.

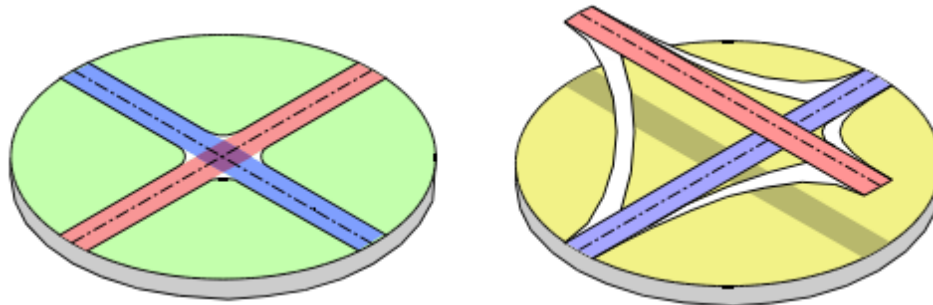


Figura 2.1. Representación esquemática entre las Intersecciones a Nivel y Desnivel [4].

La elección del mejor diseño geométrico para una intersección dependerá de la seguridad, comodidad y armonía ofrecida a los usuarios de la vía. Teniendo en cuenta estos aspectos se procura que la intersección que se elija sea capaz de admitir los flujos vehiculares sin producir demoras. La referencia [4] proporciona las ventajas y desventajas que deben considerarse al momento de la elección de una intersección.

Tabla 2.1. Ventajas y Desventajas entre las Intersecciones a Nivel y Desnivel [4].

<i>Ventajas de las intersecciones a Nivel</i>	<i>Desventajas de las intersecciones a Nivel</i>
Mayor Facilidad de diseño y construcción	Menor Capacidad de Flujo Vehicular
Requieren una menor Área de construcción	Obligan a reducir la velocidad o incluso parar
Generalmente más económicos	Condicionadas por la visibilidad
<i>Ventajas de las intersecciones a Desnivel</i>	<i>Desventajas de las intersecciones a Desnivel</i>
Favorecen la circulación fluida de vehículos	Resulta complejo el diseño
Son más cómodos para el conductor	Requieren Grandes Áreas de construcción
Son más seguros y previenen accidentes	Requieren un mayor movimiento de tierras

2.3 Cálculo del TPDA

El Tráfico de Promedio Diario Anual (TPDA), se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un periodo de tiempo determinado, que es mayor al de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición. Se utiliza para un asesoramiento del tipo de vía; así como para hacer proyecciones del flujo vehicular y de las encuestas de origen-destino. Para el cálculo del TPDA de la intersección se usará la Ecuación (2-1).



$$TPDA_{2016} = TO \times Fh \times Fd \times Fs \times Fm \quad (2-1)$$

Donde:

TO = Tráfico observado en un periodo de horas de un día en particular.
 Fh, Fd, Fs, Fm = Factores detallados a continuación.

Factor horario (Fh). Es la relación entre el total del tráfico del conteo automático del día del conteo manual para la sumatoria del conteo automático en las horas del conteo manual.

Factor diario (Fd). Se calcula dividiendo el promedio diario semanal del tráfico del conteo automático para el tráfico total del día calendario que corresponde al conteo manual.

Factor semanal (Fs). Se obtiene dividiendo el promedio del tráfico semanal de todo el mes del tráfico del conteo automático para la sumatoria del tráfico semanal del conteo automático que contiene el día calendario del conteo manual.

Factor mensual (Fm). Es el consumo de combustibles del año más próximo al del conteo manual dividido para el consumo de combustibles del mes en el que se realizó el conteo manual.

2.3.1 Proyecciones del tráfico.

El diseño nuevo de la intersección utiliza el $TPDA_{2017}$ proyectado para un periodo de diseño de 20 años; para lo cual se debe encontrar las tasas de crecimiento para cada tipo de vehículo. De acuerdo a un modelo logístico, las tasas de crecimiento de vehículos livianos se pueden estimar en base a una Tasa de Saturación para la cual la Tasa de Motorización (vehículos por cada mil habitantes que tiene la ciudad para un año k en particular) tiende a ser constante; el valor de Ts adoptado, será el valor con el cual el coeficiente de regresión (R^2) sea el más próximo a 1.

$$Tm = \frac{Ts}{1 + e^{(a+bt)}} \quad (2-2)$$

Dónde:

Tm = Tasa de Motorización para un año k (vehículos/1000 habitantes)
 Ts = Tasa de Saturación (vehículos/1000 habitantes)
 e = Base del logaritmo natural
 a, b = Constantes a determinar
 t = Tiempo

Despejando la Ecuación (2-2) en función de $(a + bt)$, se obtiene la ecuación de una recta de la forma $Y = a + bx$.

$$Y = a + bt = \ln\left(\frac{Ts}{Tm} - 1\right) \quad (2-3)$$



Con la información de población urbana para la ciudad de Cuenca y los registros de parque automotor de livianos disponibles desde el año 1969 hasta el 2016 y mediante el ajuste de la curva logística se encontrará el parque automotor para cada año k , con el valor de T_m ajustado.

Vehículos Livianos:

Los valores del tráfico futuro de vehículos livianos estimado para un año determinado, se obtiene a partir de la Ecuación (2-4) La tasa de crecimiento de vehículos livianos se calcula mediante la Ecuación (2-5).

$$T_{FL} = \frac{T_m(\text{Poblacion en el año } i)}{1000} \quad (2-4)$$

$$i = \sqrt[n]{\frac{T_F}{T_A}} - 1 \quad (2-5)$$

Donde:

- T_{FL} = Tráfico futuro de vehículos livianos
- T_m = Tasa de Motorización para un año k
- T_A = Trafico actual de vehículos livianos
- i = Tasa de crecimiento (o de motorización) de vehículos livianos.
- n = Periodo de Tiempo (5 años).

Buses - Camiones:

En este caso utilizamos la tasa de crecimiento poblacional como un índice que refleja el crecimiento de vehículos pesados. Los valores de la población futura estimada para un año determinado, se obtiene a partir de la proyección actual mediante la Ecuación (2-7).

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_F}{P_A}} - 1 \quad (2-6)$$

$$P_F = P_A[1 + r]^n \quad (2-7)$$

Donde:

- P_F = Población futura
- P_A = Población actual
- i = Tasa de crecimiento poblacional.
- n = número de años.

Una vez obtenido el índice de crecimiento poblacional se proyecta el tráfico de vehículos pesados empleando la Ecuación (2-8).

$$T_{FP} = T_A[1 + i]^n \quad (2-8)$$

Donde:

T_{FP}	= Trafico futuro de vehículos pesados
T_A	= Trafico actual de vehículos pesados
i	= Tasa de crecimiento de la población.
n	= número de años

2.4 Intersecciones señalizadas

Esta sección describe una metodología basada en el HCM 2010 [3], la cual se utiliza para evaluar la capacidad y los niveles de servicio(LOS) de una intersección señalizada; útil para analizar intersecciones de tres y cuatro accesos integrados por calzadas de dos carriles o carreteras con múltiples modos de viaje. Mediante este análisis se evalúa el funcionamiento de la intersección y se identifican sus limitaciones con la finalidad de aportar con posibles alternativas de mejora.

2.4.1 Generalidades de las intersecciones señalizadas

Período de estudio y período de análisis

El período de estudio es el intervalo de tiempo que evalúa el desempeño mediante uno o más períodos de análisis consecutivos.

El período de análisis es el intervalo de tiempo de evaluación para un análisis específico donde las condiciones del tráfico son constantes. Este periodo oscila entre 0,25 y 1 h. No se recomienda periodos mayores a 1h debido a que las condiciones de tráfico no son estables y la influencia de los picos cortos en la demanda de vehículos no se detecta.

La Figura 2.2 muestra tres tipos de enfoque de evolución. El enfoque A tiene un periodo de análisis $T=0.25h$ y utiliza el período máximo de 15 min durante el período de estudio. La tasa de flujo horaria equivalente en vehículos por hora (veh / h) utilizado para el análisis se basa en un conteo de tráfico de 15 minutos máximo multiplicado por cuatro o un volumen de demanda de 1 hora dividido por el factor de hora pico.

Tipos de análisis

Las metodologías de automóviles y peatones pueden ser utilizadas en tres tipos (o niveles) de análisis:

- **Análisis Operacional.** Utiliza periodos de análisis de 15 minutos, debido a la precisión con la que detectan los efectos adversos de los máximos volúmenes de demanda. Da como resultado una estimación más acertada de LOS.

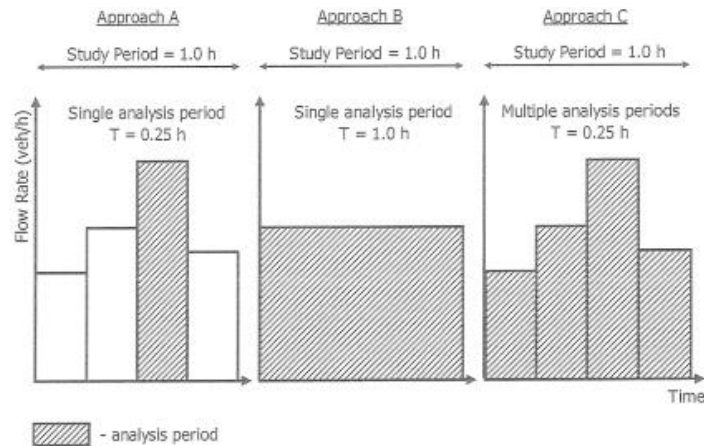


Figura 2.2. Tres enfoques de estudio alternativo [3].

- **Análisis de Planificación.** También utiliza periodos de análisis de 15 minutos. Proporciona una estimación aproximada de LOS para condiciones actuales y futuras de la intersección. Se recomienda sustituir los valores de defecto por valores medidos en campo con la finalidad de mejorar la precisión del análisis.
- **Análisis de Diseño.** Este nivel de análisis evalúa alternativas de diseño que presentan diferentes consideraciones o factores, donde se optara por la alternativa que genere las mejores condiciones de servicio.

Modos de Viaje

Se utiliza dos metodologías para evaluar el desempeño: la automovilística y la peatonal. El "modo automóvil", se refiere a los viajes de todos los vehículos motorizados, tales como: automóviles, motocicletas, camiones y autobuses. El "modo peatón" se refiere a la calidad de servicio que experimentan los peatones en la intersección.

Grupos de carriles y grupos de movimientos

Grupo de carril: es un carril o grupo de carriles designados para un análisis. Pueden ser carriles exclusivos que sirven a un movimiento o que comparten dos o más movimientos. *Grupos de movimientos:* se utiliza para separar a los giros exclusivos (en uno o más carriles) de los movimientos directos.

Numeración de Movimiento y Fase

Numeración de movimiento: asigna a cada movimiento un número único o una combinación de números y letras. La letra P identifica los movimientos peatonales.

Fase: distribuye uno o más movimientos que no entran en conflicto entre sí. Cada fase se simboliza con ϕ seguido de un número que representa el número de la fase. Un movimiento "protegido" es aquel que se asigna a una fase exclusiva cuyo paso es prioritario y se lo representa con una flecha continua. Un movimiento "permitido" es aquel

que se ejecuta solamente después de ceder el de paso a los movimientos en conflicto y se lo representa con una flecha discontinua.

2.4.1.1 Criterios de los niveles de servicio (LOS)

Los criterios para LOS se considera una medida de rendimiento de la intersección. LOS se basa en: la relación volumen-capacidad, demoras experimentadas por los conductores y peatones, cantidad de vehículos en cola, área de circulación peatonal y percepción de la calidad de servicio de los viajeros. Se calcula para los modos automóvil y peatonal.

Modo automóvil

LOS se calculan para: toda la intersección, cada acceso de la intersección, y cada grupo de carriles. La demora de control y la relación volumen-capacidad se utiliza para categorizar los niveles de servicio. A continuación, se describen los parámetros para cada nivel de servicio conforme a la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Criterio de LOS. Modo automóvil [3]

Demora de Control (s/veh)	LOS en base a la relación volumen-capacidad	
	≤ 1.0	> 1
10	A	F
>10-20	B	F
>20-35	C	F
>35-55	D	F
>55-80	E	F
>80	F	F

Modo peatonal

El LOS emplea factores tales como: longitud del ciclo, numero de peatones por ciclo, tiempo de espera, velocidad promedio del peatón, ancho del cruce peatonal y área de espera. Mediante un análisis que combina todos estos factores se obtiene una puntuación de percepción del peatón, la cual se utiliza para determinar LOS conforme a la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Criterio de LOS. Modo peatonal [3].

LOS	LOS Puntaje
A	2
B	>2.00-2.75
C	>2.75-3.50
D	>3.50-4.25
E	>4.25-5.00
F	>5.00

2.4.1.2 Datos de entrada requeridos

Modo automóvil

Tasa de flujo de demanda: La tasa de flujo de demanda representa la cantidad de vehículos que llegan a una intersección durante el período de análisis dividido para la duración de un período de análisis inferior a 1 h.

Factor de Hora de Pico de la Intersección

El factor de hora pico para toda la intersección se calcula con la Ecuación (2-9).

$$FHP = \frac{V}{V_p} \quad (2-9)$$

Dónde:

FHP = Factor de hora pico,

V = Volumen durante un período de 1 h (vehículos/hora), y

V_p = Tasa de flujo durante los 15 minutos más cargados (vehículos/hora).

En toda la intersección se emplea un solo factor de hora pico con la finalidad de obtener volúmenes de demanda conflictivos que concuerden con los volúmenes reales que se producen en el periodo de análisis de 15 minutos. Los valores de este factor oscilan entre 0,80 y 0,95.

Relación de Pelotón

La relación de pelotón representa la calidad de la progresión de la tasa de flujo durante la indicación de verde de una fase. Los valores de la relación de pelotón oscilan entre 0,33 a 2,0 como se muestra en la Tabla 2.4

Tabla 2.4. Relación de Pelotón [3]

Relación de Pelotón	Tipo de Llegada	Calidad de progresión
0.33	1	Muy mala
0.67	2	Desfavorable
1.00	3	Llegadas aleatorias
1.33	4	Favorable
1.67	5	Muy Favorable
2.00	6	Excepcionalmente Favorable

La relación de pelotón se calcula con la Ecuación (2-10).

$$R_p = \frac{P}{\left(\frac{g}{C}\right)} \quad (2-10)$$



Dónde:

- R_p = Relación de pelotón,
- P = Proporción de vehículos que llegan durante la indicación verde,
- g = Tiempo de verde efectivo (s), y
- C = Longitud del ciclo (s).

Cuando no se dispone de los datos de campo o el análisis de la intersección para determinar sus condiciones futuras, entonces la relación del pelotón se determina a partir de los siguientes tipos de llegada:

Tipo 1: Caracterizado por un pelotón denso de más del 80% del volumen del grupo de movimiento que llega al comienzo del intervalo rojo. La calidad de la progresión es muy pobre.

Tipo 2: Caracterizado por un pelotón moderadamente denso que contiene 40% a 80% del volumen del grupo en movimiento que llega en medio del intervalo rojo. La calidad de la progresión es desfavorable.

Tipo 3: Caracterizados por pelotones que llegan a la intersección de manera aleatoria durante el transcurso del período de análisis cuando las señales no están coordinadas.

Tipo 4: Caracterizado por un pelotón moderadamente denso que contiene 40% a 80% del volumen del grupo llegando en medio del intervalo verde. La calidad de la progresión es favorable.

Tipo 5: Caracterizado por un pelotón denso de más del 80% del volumen del grupo de movimiento que llega al comienzo del intervalo verde. La calidad de la progresión es muy favorable.

Tipo 6: Caracterizado por un pelotón denso de más del 80% del volumen del grupo en movimiento que llega al comienzo del intervalo verde. La calidad de la progresión es excepcionalmente. Está reservado para rutas con calles de un solo sentido.

Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba

El factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba I evidencia el efecto producido por una señal corriente arriba en el número de vehículos que contribuyen al volumen de estudio. Este factor oscila entre 0,09 y 1,0. En una intersección aislada (es decir, una que está a 965 km o más la intersección más cercana corriente arriba) el valor de I es igual a 1. En intersecciones no aisladas se utiliza la Ecuación (2-11) para calcular I :

$$I = 1.0 - 0.91X_u^{2.68} \geq 0.090 \quad (2-11)$$

Donde:

- I = Factor de ajuste por entrada de la intersección corriente arriba, y
- X_u = Relación volumen-capacidad ponderada para todos los movimientos corriente arriba que contribuyen al volumen del grupo en estudio.



El valor de X_u para análisis de planificación y diseño, se puede aproximar a la relación volumen-capacidad del movimiento directo de la intersección corriente arriba. Este valor no debe ser mayor a 1,0.

Tasa de flujo de Saturación Base

La tasa de flujo de saturación representa la tasa máxima de flujo de un carril. El valor seleccionado representara a todos los accesos de la intersección en estudio dentro de su área de estudio. En este caso se optará por el valor de 1900 pc/h/ln (pasajeros por carro por hora por carril) de acuerdo a las consideraciones del HCM 2010 [3].

Factor de ajuste de utilización del carril

El factor de ajuste de la utilización del carril toma en cuenta la distribución no uniforme del tráfico. Se calcula con la Ecuación (2-12).

$$f_{Lu} = \frac{v_g}{N_e v_{g1}} \quad (2-12)$$

Dónde:

- f_{Lu} = Factor de ajuste para la utilización del carril,
- v_g = Tasa de flujo de demanda no ajustada para el grupo de movimiento (veh/h),
- v_{g1} = Tasa de flujo de demanda no ajustada en el carril exclusivo con la tasa de flujo más alta (veh/h/ln), y
- N_e = Número de carriles exclusivos en el grupo de movimiento (ln).

Tasa de flujo de peatones

La tasa de flujo de peatones se basa en el conteo de peatones que utilizan el cruce peatonal, el cual es atravesado por vehículos que giran a la derecha de dicho acceso durante el período de análisis.

Frecuencia de parada del autobús

La frecuencia de parada del bus considera el número de autobuses que se detienen y bloquean el flujo de tráfico en la intersección (corriente arriba o corriente abajo) medido durante el período de análisis.

Tipo de Control de Señal

La metodología del automóvil se basa en las funciones pre programada y coordinada del controlador.



Tiempo de paso

Los valores del tiempo de paso se basan típicamente en la longitud de la zona de detección, la ubicación de la zona de detección (relativa a la línea de pare), el número de carriles servidos por la fase y la velocidad del vehículo.

Verde máximo

El valor de verde máximo establece el tiempo máximo de la indicación de verde. Estos valores oscilan dependiendo la fase; para fases de giro a la izquierda varían entre 15 y 30 s, para fases directas en los accesos de calles secundarias varían entre 20 y 40 s, y para fases directas en los accesos de las calles principales varían entre 30 y 60 s.

Verde Mínimo

El valor de verde mínimo establece el tiempo mínimo de la indicación de verde. Este valor oscila entre 4 a 15 s.

Cambio a amarillo e intervalo de cambio a la indicación de rojo

El intervalo de cambio amarillo oscila entre 3 y 6 s. El intervalo de cambia a rojo es 1 o 2 s.

Modo peatonal

Caminata

Se interpreta como el intervalo apropiado para que los peatones crecen el paso peatonal. El intervalo de caminata oscila entre 4s. y 7s. considerando que la velocidad promedio peatonal es de 3,5 pies/s.

Tasa de flujo peatonal

Se expresa como una tasa de flujo por hora, ocurre en cada esquina de la intersección y genera cinco movimientos que se ilustran en la Figura 2.3 en conjunto con los elementos geométricos que se consideran en el modo peatonal:

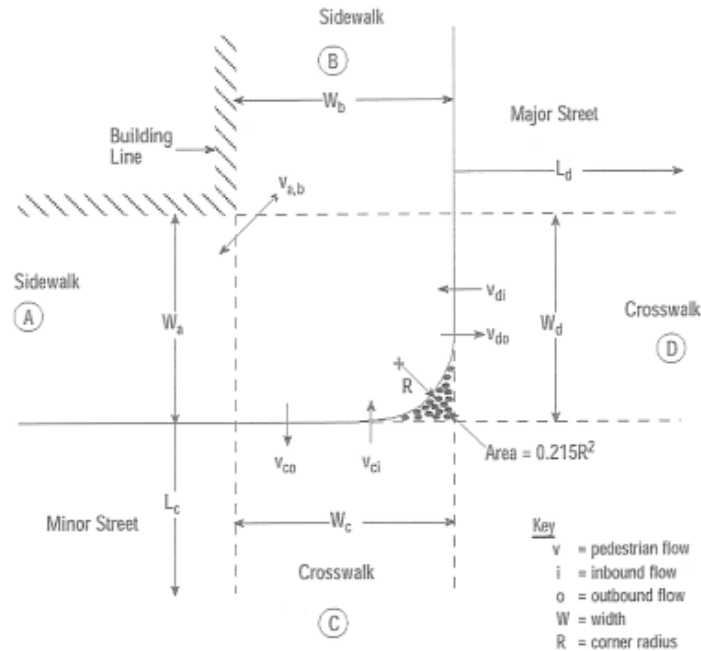


Figura 2.3. Intersección Geometría de esquinas y movimientos peatonales [3]

Donde:

- W_a y W_b = La anchura total del cruce peatonal
- W_c y W_d = El ancho del cruce peatonal representa una anchura efectiva.
- L_e y L_d = La longitud del cruce peatonal

2.4.2 Metodología para intersecciones señalizadas.

Comprende una evaluación completa del rendimiento de la intersección de cada modo (automóvil y peatonal) por separado, obteniendo de tal manera el impacto de desempeño respectivo sin combinar estas metodologías.

2.4.2.1 Metodología para automóviles en intersecciones señalizadas

Emplea un análisis de planificación para la estimación rápida del desempeño de la intersección. Este método puede aplicarse mediante cálculos manuales sin la necesidad de un análisis computacional. Datos por defecto del HCM 2010 [3] pueden ser usados en el caso que no se disponga de un dato de entrada.































El proceso de cálculo considera grupos de carriles con controles de tráfico pre temporizado para los cuales no hay movimientos izquierdos permitidos o protegidos.

Pasos de cálculos necesarios para estimar medidas de rendimiento:

Paso 1: Determinar los grupos de movimientos y grupos de carriles

La metodología puede aplicarse a cualquier combinación lógica de los grupos de movimientos y de carriles que se muestran en la Tabla 2.5

Tabla 2.5. Grupo de carriles comunes para el análisis [3]

Number of Lanes	Movements by Lanes	Movement Groups (MG)	Lane Groups (LG)
1	Left, thru., & right: 	MG 1: 	LG 1: 
2	Exclusive left:  Thru. & right: 	MG 1:  MG 2: 	LG 1:  LG 2: 
2	Left & thru.:  Thru. & right: 	MG 1:  MG 2: 	LG 1:  LG 2: 
3	Exclusive left:  Exclusive left:  Through:  Through:  Thru. & right: 	MG 1:  MG 2:  MG 3:  MG 4:  MG 5: 	LG 1:  LG 2:  LG 3:  LG 4:  LG 5: 

Paso 2: Determinar el flujo del grupo de movimiento

A cada flujo del acceso se le asigna a un grupo de movimiento con la finalidad de determinar su tasa de flujo correspondiente.

Paso 3. Determinar la tasa de flujo del grupo de carriles

El flujo de demanda del grupo de carriles es igual al flujo del grupo de movimiento cuando no hay carriles compartidos o cuando hay un solo carril en el acceso.

El flujo de demanda de cada carril del acceso se distribuye para cada grupo de carril, cuando hay uno o más carriles compartidos en el acceso y dos o más carriles; suponiendo que el conductor opta por elegir el carril con menos tráfico, dando como resultado una distribución casi uniforme.

Paso 4: Determinar el flujo de saturación ajustado.

El tasa de flujo de saturación ajustado se aplica por carril para cada grupo de carriles que operan en un modo pre programado. Se calcula mediante la Ecuación (2-13).

$$s_i = s_o f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb} \quad (2-13)$$

Donde:

s_i = Tasa de flujo de saturación ajustado (vehículos/hora/carril),



- s_o = Tasa de flujo de saturación base (autos/hora/carril),
 f_w = Factor de ajuste por ancho de carril,
 f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados,
 f_g = Factor de ajuste por pendiente del acceso,
 f_p = Factor de ajuste por estacionamiento adyacente al grupo de carriles,
 f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de buses que paran en el área de la intersección,
 f_a = Factor de ajuste por tipo de área,
 f_{LU} = Factor de ajuste por utilización del carril,
 f_{LT} = Factor de ajuste por vueltas a la izquierda,
 f_{RT} = Factor de ajuste por vueltas a la derecha,
 f_{Lpb} = Factor de ajuste peatonal para grupos de giro a la izquierda, y
 f_{Rpb} = Factor de ajuste peatonal y de bicicletas para grupos de giro a la derecha.

Factor de Ajuste para ancho de carril

El factor de Ajuste para ancho de carril considera el efecto que tiene el ancho del carril sobre el flujo de saturación. En la Tabla 2.6 se presentan valores de este factor:

Tabla 2.6. Factor de juste por ancho de carril [3].

Ancho de carril promedio (m)	Factor de Ajuste (fw)
<3.00	0.96
≥3.00-3.90	1.00
>3.90	1.04

Nota: Los factores se aplican a anchos de carril de 2.45 m o más

Factor de ajuste para vehículos pesados

El factor de ajuste de vehículos pesados considera el espacio que ocupan los vehículos pesados en relación con los vehículos livianos. La Ecuación (2-14) calcula el valor de este factor.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV}(E_T - 1)} \quad (2-14)$$

Donde:

- P_{HV} = Porcentaje de vehículos pesados del grupo (%), y
 E_T = Automóvil equivalente para cada vehículo pesado = 2

Factor de ajuste por pendiente

El factor de ajuste por pendiente considera el efecto que produce la pendiente del acceso sobre el movimiento de los vehículos en la intersección. La Ecuación (2-15) calcula el valor de este factor.

$$f_g = 1 - \frac{P_g}{200} \quad (2-15)$$

Donde:

f_g = Factor de ajuste por pendiente
 P_g = Porcentaje de la pendiente del acceso.

Factor Ajuste por estacionamiento

El factor de ajuste por estacionamiento considera el efecto que producen en el área de estudio los vehículos que entran y salen de un estacionamiento en la intersección. Este factor es igual a 1 cuando no hay estacionamiento. La Ecuación (2-16) calcula el valor de este factor.

$$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N} \geq 0.050 \quad (2-16)$$

Donde:

N_m = Número de maniobras de estacionamiento (maniobras/h)
 N = Número de carriles en el grupo de carril (ln)

Factor de ajuste por presencia de buses

El factor de ajuste por presencia de buses, considera el efecto de los buses que recogen pasajeros a 76 m de la línea de pare, ya se corriente arriba o corriente abajo. La Ecuación (2-17) calcula el valor de este factor.

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_b}{3600}}{N} \geq 0.050 \quad (2-17)$$

Donde:

N_b = Número de buses que paran en el acceso por hora (autobuses/h)
 N = Número de carriles en el grupo de carril (ln)

Factor de ajuste por tipo de área.

El factor de ajuste por tipo de área se utiliza cuando el área de estudio corresponde a un Distrito Central de Negocios (CBD). En ese caso el factor de área es igual a 0.90.

Factor de ajuste para giros a la derecha

El factor de ajuste del giro a la derecha considera el efecto de la geometría de la intersección durante el giro a la derecha. Las Ecuaciones (2-18), (2-19) y (2-20) calculan el valor de este factor.

Para un carril exclusivo de giro a la derecha:



$$f_{RT} = \frac{1}{E_R} \quad (2-18)$$

Para un carril que comparte el movimiento de giro a la derecha con otro movimiento:

$$f_{RT} = 1.0 - 0.15P_{RT} \quad (2-19)$$

Para un carril simple:

$$f_{RT} = 1.0 - 0.135P_{RT} \quad (2-20)$$

Donde:

E_R = Número equivalente de vehículos que giran a la derecha = 1.18 (carril exclusivo).

P_{RT} = Proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles

Factor de ajuste para giros a la izquierda

El factor de ajuste del giro a la derecha considera el efecto de la geometría de la intersección durante el giro a la izquierda. Las Ecuaciones (2-21) y (2-22) calculan el valor de este factor.

Para un carril exclusivo de giro a la izquierda:

$$f_{LT} = \frac{1}{E_L} \quad (2-21)$$

Para un carril que comparte el movimiento de giro a la izquierda con otro movimiento:

$$f_{LT} = \frac{1}{1.0 - 0.05P_{LT}} \quad (2-22)$$

Donde:

E_L = Número equivalente de vehículos que giran a la izquierda = 1.05 (carril exclusivo).

P_{LT} = Proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles

Factor de Ajuste por Peatones y Bicicletas

El factor de ajuste para peatones y bicicletas analiza en la zona en conflicto los siguientes componentes: ocupación de vehículos, peatones y bicicletas, número de carriles para el flujo de vehículos que giran y el intervalo de indicación de verde de la fase. Los pasos para calcular los factores de ajuste por peatones y bicicletas se detallan a continuación:

1. Determinar la ocupación peatonal promedio.

La ocupación peatonal promedio (OCC_{pedg}) se calcula mediante la Ecuación (2-23) o (2-24), mientras que la tasa de flujo peatonal se calcula mediante la Ecuación (2-25).

$$OCC_{pedg} = \frac{V_{pedg}}{2000} \quad (V_{pedg} \leq 1000 \text{ y } OCC_{pedg} \leq 0.5) \quad (2-23)$$

O

$$OCC_{pedg} = 0.4 + \frac{V_{pedg}}{10000} \quad (1000 < V_{pedg} \leq 5000 \text{ y } 0.5 < OCC_{pedg} \leq 0.9) \quad (2-24)$$

$$V_{pedg} = V_{ped} \left(\frac{C}{g_p} \right) \quad (V_{ped} \leq 5000) \quad (2-25)$$

Donde:

OCC_{pedg} = Ocupación peatonal promedio
 V_{pedg} = Tasa de flujo peatonal
 V_{ped} = Volumen peatonal

2. Determinar la ocupación relevante de la zona en conflicto.

En este paso solo se considera la obstaculización peatonal, debido a que el volumen de bicicletas es despreciable. La Ecuación (2-26) se utiliza para giros a la derecha sin interferencia de bicicletas o para giros a la izquierda en un acceso de una vía.

$$OCC_r = OCC_{pedg} \quad (2-26)$$

Donde:

OCC_r = Ocupación relevante de la zona en conflicto

La ocupación de la zona en conflicto por bicicletas se calcula mediante la Ecuación (2-27) para giros a la derecha con interferencia de bicicletas, mientras que la tasa de flujo de bicicletas se calcula mediante la Ecuación (2-28).

$$OCC_{bicg} = 0.02 + \frac{V_{bicg}}{2700} \quad (V_{bicg} \leq 1900 \text{ y } OCC_{bicg} \leq 0.72) \quad (2-27)$$

$$V_{bicg} = V_{bic} \left(\frac{C}{g_p} \right) \quad (V_{bic} \leq 1900) \quad (2-28)$$

Donde:

OCC_{pedg} = Ocupación peatonal promedio
 V_{bicg} = Tasa de flujo de bicicletas
 V_{bic} = Volumen de bicicletas

Para giros a la izquierda desde una calle de doble sentido.

Si:

$$g_q \geq g_p$$

Entonces:

$$f_{Lpb} = 1.0$$



Donde:

- f_{Lpb} = Factor de ajuste por peatones y bicicletas para vueltas vehiculares a la izquierda
 g_q = Tiempo de despeje de la cola contraria
 g_p = Tiempo de verde peatonal

Si:

$$g_q < g_p$$

La Ecuación (2-29) calcula la ocupación peatonal después del despeje de la cola contraria.

$$OCC_{pedu} = OCC_{pedg} \left[1 - 0.5 \left(\frac{g_q}{g_p} \right) \right] \quad (2-29)$$

Después de que la cola contraria se despeja, la ocupación relevante de la zona en conflicto se calcula con la Ecuación (2-30).

$$OCC_r = OCC_{pedu} \left[e^{-\left(\frac{5}{3600}\right)V_o} \right] \quad (2-30)$$

Donde:

- V_o = Disponibilidad de espacios en el tráfico opuesto

- Determinar los factores de ajuste de las fases peatonal y de bicicleta para los movimientos de giro permitidos.

El factor de ajuste de la fase se calcula con la Ecuación (2-31) cuando el número de carriles de recepción es igual al número de carriles de giro.

$$A_{pbT} = 1 - OCC_r \quad (2-31)$$

Donde:

- A_{pbT} = Actores de ajuste de las fases permitidas

El factor de ajuste de la fase se calcula con la Ecuación (2-32) cuando el número de carriles de recepción es mayor al número de carriles de giro.

$$A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r) \quad (2-32)$$

- Determinar los factores de ajuste del flujo de saturación

EL factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha (f_{Rpb}) se calcula con la Ecuación (2-33).

$$f_{Rpb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA}) \quad (2-33)$$

El factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda (f_{Lpb}) se calcula con la Ecuación (2-34).

$$f_{Lpb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA}) \quad (2-34)$$

Paso 5: Determinar la proporción que llega durante el verde

La Ecuación (2-35) se utiliza para calcular la proporción de vehículos que llegan durante la fase verde para un control pre programado.

$$P = R_p \left(\frac{g}{C} \right) \quad (2-35)$$

Paso 6: Determinar la duración de la fase de una señal

La duración de una fase de una señal depende del tipo de control utilizado en la intersección, ya sea accionado o pre temporizado. Sin embargo, la mayoría de los términos se pueden aplicar a ambos tipos de controles. Se calcula mediante la Ecuación (2-36).

$$D_p = l_i + g_s + g_e + Y + R_c \quad (2-36)$$

Donde:

- D_p = Duración de la fase (s),
- l_1 = Tiempo perdido de arranque = 2.0 (s),
- g_s = Tiempo de los vehículos en cola (s),
- g_e = Tiempo de extensión del verde (s),
- Y = Intervalo de cambio a amarillo (s), y
- R_c = Intervalo de separación de cambio a rojo

La Figura 2.4 indica la relación entre las variables de la Ecuación (2-36).

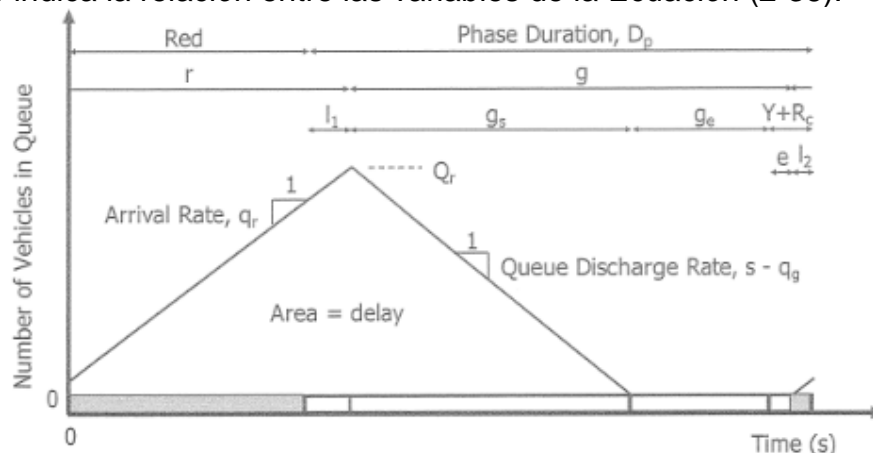


Figura 2.4. Elementos de tiempo que influyen en la duración de la fase actuada [3].

El tiempo verde efectivo para la fase se calcula con la Ecuación (2-37):

$$g = D_p - l_1 - l_2 = g_s + g_e + e \quad (2-37)$$

Donde:

$$\begin{aligned} l_2 &= \text{Tiempo perdido por fase} = Y + R_c - e \text{ (s), y} \\ e &= \text{Tiempo de extensión del verde efectivo} = 2.0 \text{ (s).} \end{aligned}$$

Paso 7: Determinar la capacidad y la relación volumen-capacidad

La capacidad de un grupo de carriles está dada por la relación entre la tasa de flujo de demanda y la saturación de la tasa de flujo; se definida por la Ecuación (2-38).

$$c = N s_i \left(\frac{g}{C} \right) \quad (2-38)$$

La relación volumen-capacidad también conocida como la tasa de flujo de la capacidad; se definida por la Ecuación (2-39). Para valores de $X > 1$ la demanda del grupo de carril excede su capacidad.

$$X = \frac{v}{c} \quad (2-39)$$

Donde:

$$\begin{aligned} c &= \text{Capacidad (veh/h),} \\ s_i &= \text{Tasa de flujo de saturación ajustado (vehículos/hora/carril),} \\ C &= \text{Longitud del ciclo (s),} \\ X &= \text{Relación volumen-capacidad, y} \\ v &= \text{Tasa de flujo de demanda (veh/h).} \end{aligned}$$

Relación volumen-capacidad crítica de la intersección

La relación volumen-capacidad crítica analiza los accesos o grupo de carriles cuya relación de flujo es la mayor para cada fase del ciclo de toda la intersección, suponiendo que cada fase tiene la misma relación volumen-capacidad; se calcula mediante la Ecuación (2-40) y la Ecuación (2-41).

$$X_c = \left(\frac{C}{C - L} \right) \sum_{i \in ci} y_{c,i} \quad (2-40)$$

Con

$$L = \sum_{i \in ci} l_{t,i} \quad (2-41)$$

Donde:

$$\begin{aligned} X_c &= \text{Relación volumen-capacidad crítica de la intersección,} \\ C &= \text{Longitud del ciclo (s),} \\ y_{c,i} &= \text{Relación de flujo critico por fase } i = v_i / (N_{Si}), \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{t,i} &= \text{Tiempo perdido i por fase} = l_{1,i} + l_{2,i} \text{ (s)}, \\ L &= \text{Tiempo perdido por ciclo (s)}. \end{aligned}$$

Paso 8: Determinar la demora

La demora de control experimentada por los vehículos en un grupo de carriles dado se calcula mediante la Ecuación (2-42).

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (2-42)$$

Donde:

$$\begin{aligned} d &= \text{Demora de control (s/veh)}, \\ d_1 &= \text{Demora uniforme (s/veh)}, \\ d_2 &= \text{Demora incremental (s/veh), y} \\ d_3 &= \text{Demora de cola inicial (s/veh)}. \end{aligned}$$

Demora Uniforme

La demora uniforme considera durante todo el ciclo: un tiempo de verde efectivo, tipo de llegadas uniformes de vehículos al acceso, un solo flujo de saturación base y la ausencia de colas iniciales. La Ecuación (2-43) calcula esta demora.

$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]} \quad (2-43)$$

Demora incremental

La demora incremental considera dos aspectos durante el período de análisis: el efecto de las llegadas aleatorias de vehículos al acceso que generalmente superan la capacidad del grupo de carriles y la sobresaturación persistente. Además, se asume que no hay una cola inicial al inicio del período de análisis.

La Ecuación (2-44) se utiliza para calcular la demora incremental.

$$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right] \quad (2-44)$$

Donde:

$$\begin{aligned} I &= \text{Factor de ajuste por entrada de la intersección corriente arriba,} \\ k &= \text{Factor de demora incremental.} \end{aligned}$$

EL factor de demora incremental es la demora producida por el tipo de controlador de señal. Su valor oscila entre 0,04 a 0,50. Para las fases pre temporizadas y coordinadas

el valor de $k = 0,50$, mientras que para fases accionadas el valor de k se obtiene mediante las Ecuaciones (2-45), (2-46), (2-47) y (2-48).

$$k = (1 - 2k_{min}) \left(\frac{v}{c_a} - 0.5 \right) + k_{min} \leq 0.50 \quad (2-45)$$

Con

$$k_{min} = -0.375 + 0.354PT - 0.0910PT^2 + 0.00889PT^2 \geq 0.04 \quad (2-46)$$

$$c_a = 3600 \frac{g_a s N}{C} \quad (2-47)$$

$$g_a = G_{max} + Y + R_c - l_1 - l_2 \quad (2-48)$$

Donde:

- $k =$ = Factor de demora incremental,
- $c_a =$ = Capacidad disponible para un grupo de carril servido por una fase accionada (veh/h),
- k_{min} = Factor mínimo de demora incremental, y
- $g_a =$ = Tiempo verde efectivo disponible (s).

Demora por cola inicial

Calcula el incremento de la demora debido a la presencia de una cola inicial en el periodo de análisis. Esta demora se produce por los vehículos que no desocuparon la intersección en el anterior periodo de análisis, mas no por las variaciones en la demanda de vehículos que ingresan a la intersección en los periodos de análisis subsiguiente. Cuando no hay la presencia de una cola inicial en ningún grupo de carriles, esta demora es igual a cero. Caso contrario es necesario definir el siguiente procedimiento:

A. Cálculo de la duración de la demanda insatisfecha

La duración de la demanda insatisfecha se calcula para cada grupo de carril con la Ecuación (2-49) o la Ecuación (2-50) dependiente de las siguientes condiciones:

Si $v \geq c_s$ entonces

$$t = T \quad (2-49)$$

Si $v < c_s$ entonces

$$t = \frac{Q_b}{(c_s - v)} \leq T \quad (2-50)$$

Donde

- t = Duración de la demanda insatisfecha en el período de análisis (h)
- T = Duración del período de análisis (h),
- Q_b = Cola inicial al principio del periodo (veh)
- v = Tasa de flujo de demanda (veh/h), y
- c_s = Capacidad saturada (veh/h). La capacidad saturada se obtiene en basa a las condiciones saturadas de servicio producto de la cola inicial.

La duración promedio de la demanda insatisfecha se calcula con la Ecuación (2-51).

$$t_a = \frac{1}{N_g} \sum_{i \in N_g} t_i \quad (2-51)$$

Donde:

- t_a = Duración promedio de la demora insatisfecha en el periodo de análisis (h), y
- N_g = Número de grupos de carriles.

B. Cálculo de la capacidad promedio

Cuando hay una cola inicial para cualquier grupo de carril, entonces la Ecuación (2-52) o la Ecuación (2-53) calcula la capacidad promedio para cada grupo de carriles.

$$c_{A,i} = c_{s,i} \frac{t_i}{T} + c_i \frac{(T - t_i)}{T} \quad (2-52)$$

Si el grupo de carril i no tiene una cola inicial, entonces

$$c_{A,i} = c_{s,i} \frac{t_a}{T} + c_i \frac{(T - t_a)}{T} \quad (2-53)$$

Donde:

- c_A = Capacidad promedio (veh/h)
- c = Capacidad (veh/h)
- t = Duración de la demanda insatisfecha en el período de análisis (h)
- T = Duración del período de análisis (h),
- c_s = Capacidad saturada (veh/h).

C. Cálculo de la demora por cola inicial

Cuando hay una cola inicial para cualquier grupo de carril, las Ecuaciones (2-54), (2-55), (2-56), (2-57), (2-58) y (2-59) se utilizan para calcular la demora por cola inicial para cada grupo de carriles.

$$d_3 = \frac{3600}{vT} \left(t_A \frac{Q_b + Q_e - Q_{eo}}{2} + \frac{Q_e^2 - Q_{eo}^2}{2c_A} - \frac{Q_b^2}{2c_A} \right) \quad (2-54)$$

Con

$$Q_e = Q_b + t_A(v - c_A) \quad (2-55)$$

Si $v \geq c_s$ entonces

$$Q_{eo} = T(v - c_A) \quad (2-56)$$

$$t_A = T \quad (2-57)$$

Si $v < c_s$ entonces

$$Q_{eo} = 0.0 \text{ veh} \quad (2-58)$$

$$t_A = \frac{Q_b}{(c_A - v)} \leq T \quad (2-59)$$

Donde:

- t_A = Duración de la demanda insatisfecha en el período de análisis (h)
- Q_e = Cola al final del periodo de análisis (veh)
- Q_{eo} = Cola al final del periodo de análisis cuando $v \geq c_A$ y $Q_b = 0.0$ (veh).

D. Cálculo de las demoras agregadas

La demora agregada se define como una demora ponderada para el acceso de la intersección, donde la demora del grupo de carriles es ponderada mediante la tasa de flujo de demanda correspondiente. La Ecuación (2-60) calcula la demora del acceso.

$$d_{A,j} = \frac{\sum_{i=1}^{mj} d_i v_i}{\sum_{i=1}^{mj} v_i} \quad (2-60)$$

Donde:

- $d_{A,j}$ = Demora en el acceso A (s/veh),
- d_i = Demora de control en el grupo de carril i (s/veh),
- v_i = Volumen ajustado en el grupo de carril i (veh/h)
- mj = Número de grupos de carril en el acceso j.

De manera similar, la demora de control en la intersección se calcula con la Ecuación (2-61).

$$d_I = \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A} \quad (2-61)$$

Donde:

- d_I = Demora de control en la Intersección (s/veh)
- d_A = Demora de control en el acceso A (s/veh), y
- v_A = Volumen ajustado del acceso A (veh/h)

Paso 9: Determine el nivel de servicio

La tabla 2.1 se utiliza para determinar el LOS de cada grupo de carriles, cada acceso y de la intersección.

2.4.2.2 Metodología para peatones en intersecciones señalizadas

La metodología para peatones se centra en el análisis del rendimiento de una intersección señalizada, se aplica una serie de cinco pasos que determinan el nivel de servicio para un cruce peatonal y sus esquinas asociadas.

Conceptos:

Medidas de desempeño.

La metodología proporciona una variedad de medidas para evaluar el rendimiento de la intersección en términos de su servicio a los peatones. Cada medida describe un aspecto diferente del viaje peatonal a través de la intersección. Las medidas de desempeño estimadas incluyen las siguientes:

- Área de circulación de la esquina,
- Área de circulación de cruce,
- Retardo de los peatones, y
- Puntuación de LOS peatonal

Las dos primeras medidas de rendimiento mencionadas se basan en el concepto de "área de circulación". La primera medida se utiliza para evaluar el área de circulación proporcionada a los peatones mientras esperan en la esquina. La segunda medida se utiliza para evaluar el área proporcionada mientras que el peatón cruza por el paso peatonal. El área de circulación describe el espacio disponible para el peatón promedio. Se prefiere un área más grande desde la perspectiva peatonal. La Tabla 2.7 se puede usar para evaluar el desempeño de la intersección desde una perspectiva de área de circulación.

Tabla 2.7. Descripción Cualitativa del espacio peatonal [3].

Espacio Peatonal (ft²/p)	Descripción
>60	Capacidad para moverse en el camino deseado, sin necesidad de alterar los movimientos
>40-60	Necesidad ocasional de ajustar el camino para evitar conflictos
>24-40	Necesidad frecuente de ajustar el camino para evitar conflictos
>15-24	Velocidad y capacidad para pasar peatones más lentos restringidos
>8-15	Velocidad restringida, capacidad muy limitada para pasar peatones más lentos
≤8	Velocidad severamente restringida, contacto frecuente con otros usuarios

La demora de los peatones representa el tiempo promedio que un peatón espera hasta poder cruzar por un acceso de la intersección. El LOS es una indicación de la percepción típica de los peatones sobre la experiencia general del cruce.

Condiciones de flujo

En la Figura 2.5 y Figura 2.6 se muestran las variables que son consideradas para la evaluación de una esquina y sus dos pasos peatonales donde se ilustran dos condiciones de flujo. La condición 1 corresponde al cruce de la calle secundaria; ocurre durante la fase de la calle principal. Los peatones que deseen cruzar la calle principal deben esperar en la esquina. La condición 2 corresponde al cruce de la calle principal; ocurre durante

la fase de la calle secundaria. Para esta condición, los peatones que desean cruzar la calle secundaria esperan en la esquina.

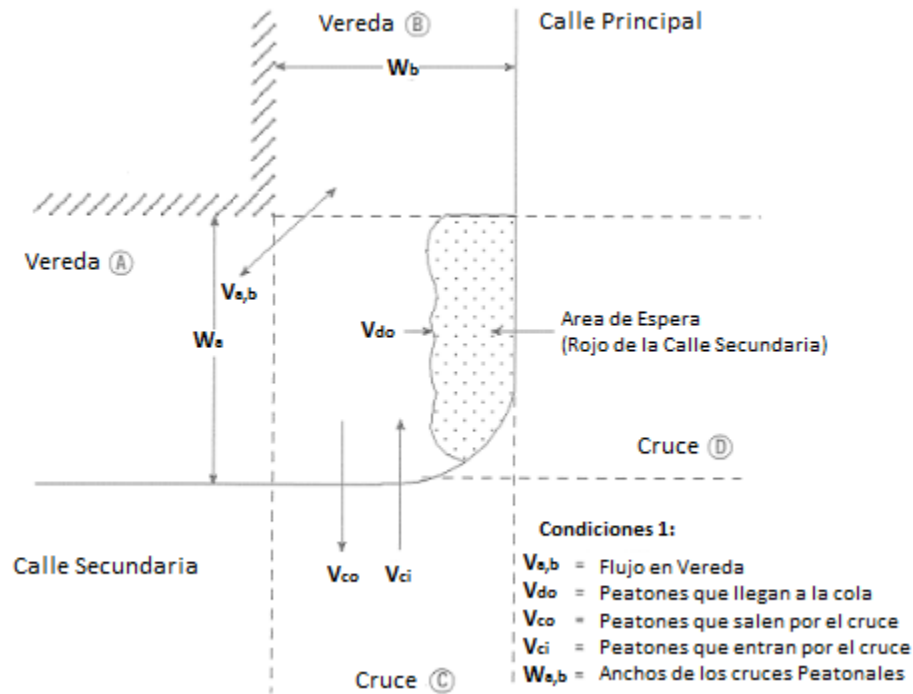


Figura 2.5. Condición 1, Cruce de la calle secundaria [3].

Tiempo efectivo para caminar

Se proporciona la siguiente guía para estimar el tiempo de caminata efectivo en base a los resultados de la investigación descrita en el HCM 2010 [3]. Si la fase que proporciona servicio a los peatones es de tiempo fijo con una señal peatonal, entonces,

$$g_{walk} = Walk + 4.0 \quad (2-62)$$

Donde:

g_{walk} = Tiempo efectivo de caminata (s)

$Walk$ = Paseo Peatonal (s)

En este trabajo de titulación no se consideran intersecciones accionadas, solamente se evalúan intersecciones de tiempo fijo.

Paso 1: Determinar el área de circulación de la esquina de la calle

El análisis del área de circulación en las esquinas y en los cruces peatonales, compara el tiempo y el espacio disponible con la demanda de los peatones. El producto del tiempo y el espacio es el parámetro crítico llamado como "espacio-tiempo".

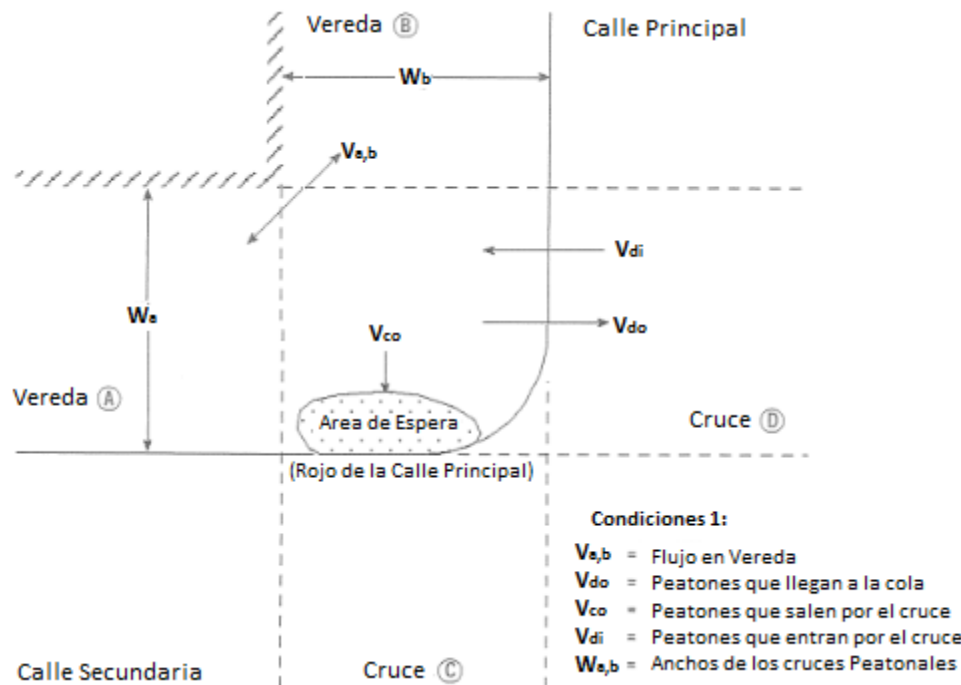


Figura 2.6. Condición 2, Cruce de la calle Principal [3].

Cálculo del espacio-tiempo disponible

El espacio-tiempo total disponible para la circulación y la cola en la esquina de la intersección es igual al producto del área de la zona de esquina neta y la longitud de ciclo C, como se ilustra en la ecuación (2-63).

$$TS_{corner} = C(W_a W_b - 0.215R^2) \quad (2-63)$$

Donde:

- TS_{corner} = Espacio-Tiempo disponible en la esquina (ft²-s)
- C = longitud de ciclo (s)
- W_a = Ancho total de la calzada de la acera A (ft),
- W_b = Ancho total de la calzada de la acera B (ft), y
- R = Radio del borde de la esquina (ft)

La ecuación (2-63), es válida para intersecciones con cruces perpendiculares, donde el radio sea menor que W_a y W_b

Cálculo del tiempo de espera del área de espera

El tiempo promedio de retención de peatones representa el tiempo medio que los peatones esperan para cruzar la calle al salir de la esquina. Para la Condición 1, la Ecuación (2-64) y la Ecuación (2-65) se usan para calcular el tiempo de espera de los peatones que quieren cruzar la calle principal.

$$Q_{tdo} = \frac{N_{do}(C - g_{walk,mi})^2}{2C} \quad (2-64)$$

$$N_{do} = \frac{v_{do}}{3600} C \quad (2-65)$$

Donde:

Q_{tdo} = Tiempo total gastado por los peatones esperando a cruzar la calle principal durante un ciclo (p-s)

N_{do} = Numero de peatones que llegan a la esquina por cada ciclo para cruzar la calle principal (p)

$g_{walk,mi}$ = Tiempo de caminata efectivo para la fase que sirve a la calle secundaria (s),

C = Longitud del ciclo, (s)

v_{do} = Tasa de flujo de los peatones que llegan a la esquina para cruzar la calle principal (P / h).

Si la fase que proporciona servicio a los peatones es de tiempo fijo con una señal peatonal, entonces,

$$g_{walk,mi} = Walkmi + 4.0 \quad (2-66)$$

Donde:

$g_{walk,mi}$ = Tiempo efectivo de caminata para la fase que sirve a la calle secundaria (s).

$Walkmi$ = Paseo Peatonal para la fase que sirve a la calle secundaria (s).

Se debe entender que para la condición 2, se repiten las ecuaciones anteriores solo que las letras "do" se reemplazan con las letras "co" para indicar que los peatones llegan en la esquina para cruzar el Cruce C. De forma similar, las letras "mi" son reemplazadas por "mj", como se ilustra en la Figura 2.6 y la Figura 2.7.

Cálculo del espacio-tiempo de circulación

El espacio-tiempo disponible para la circulación peatonal es igual al espacio disponible total menos el espacio temporal ocupado por los peatones que esperan cruzar. Este último valor es igual al producto del tiempo de espera total y el área utilizada por los peatones en espera (= 5,0 ft² / p). La ecuación (2-67) se utiliza para calcular el espacio-tiempo disponible para los peatones en circulación.

$$TS_c = TS_{corner} - [5.0(Q_{tdo} + Q_{tco})] \quad (2-67)$$

Donde TS_c es el espacio-tiempo disponible para los peatones en circulación (ft - s) y las otras variables se definieron previamente.

Cálculo del área de circulación de la esquina de los peatones

El espacio requerido para la circulación peatonal se calcula dividiendo el espacio-tiempo disponible para los peatones por el tiempo que los peatones consumen al caminar por el área de la esquina. Esta última cantidad es igual al volumen de circulación total multiplicado por el tiempo de circulación medio supuesto (= 4,0 s). Como se ilustra en las ecuaciones (2-68) y (2-69).

$$M_{corner} = \frac{TS_c}{4.0 N_{tot}} \quad (2-68)$$

$$N_{tot} = \frac{v_{ci} + v_{co} + v_{di} + v_{do} + v_{a,b}}{3600} C \quad (2-69)$$

Donde:

M_{corner} = Área de la esquina de circulación por peatón (ft²/p)

N_{tot} = Número total de peatones que circulan cada ciclo (p)

v_{ci} = Flujo de peatones que llegan a la esquina para cruzar la calle secundaria (p/h)

v_{co} = Flujo de peatones que llegan a la esquina después de cruzar la calle principal (p/h)

$v_{a,b}$ = Flujo de peatones que pasan por la esquina desde la Acera A hasta la Acera B o viceversa (p/h).

Las otras variables se han definido previamente.

Paso 2: Determinar el área de circulación del paso peatonal

El procedimiento a seguir describe la evaluación del cruce D de la Figura 2.6 (es decir, un cruce a través de la calle principal). El procedimiento se repite para evaluar el cruce C de la Figura 2.5, con la excepción de que las letras de subíndice "do" y "di" se sustituyen por "co" y "ci" (Figura 2.7.c y Figura 2.7.d), la letra de subíndice "d" se sustituye por la letra "c", y las letras de subíndice "mi" se reemplaza con "mj".

Establecer la velocidad de caminata

Estudios realizados indican que la velocidad de caminata está influenciada por la edad de los peatones y la calzada [5]. Si del 0% al 20% de los peatones que viajan a lo largo del segmento en estudio son adultos mayores, se recomienda una velocidad de caminata promedio de 4.0 pies/s para la evaluación de la intersección. Si más del 20% de todos los peatones son adultos mayores, se recomienda una velocidad de caminata promedio de 3,3 pies/s.

Cálculo del Espacio-Tiempo disponible

La ecuación (2-70) se utiliza para calcular el espacio-tiempo disponible en el paso de peatones.

$$TS_{cw} = L_d W_d g_{Walk,mi} \quad (2-70)$$

Donde:

- TS_{cw} = Espacio-tiempo disponible del paso peatonal (ft²-s)
- L_d = Longitud de cruce peatonal D (ft)
- W_d = Ancho efectivo del cruce peatonal D (ft)
- $g_{Walk,mi}$ = Tiempo efectivo de caminata para la fase que sirve a la calle menor (s)

Cálculo el espacio-tiempo disponible efectivo

El espacio-tiempo disponible del paso de peatones es ajustado para tener en cuenta el efecto de los vehículos que circulan por el paso peatonal. La ocupación del vehículo se calcula como el producto de la trayectoria camino-barrida por un vehículo, ancho del paso peatonal, y el tiempo en que el vehículo cubre este espacio. Las ecuaciones (2-71), (2-72) y (2-73) se utilizan para este propósito.

$$TS_{cw}^* = TS_{cw} - TS_{tv} \quad (2-71)$$

$$TS_{tv} = 40 N_{tv} W_d \quad (2-72)$$

$$N_{tot} = \frac{v_{lt,perm} + v_{rt} - v_{rtor}}{3600} C \quad (2-73)$$

Donde:

- TS_{cw}^* = Espacio-tiempo disponible efectivo del paso peatonal (ft²-s)
 - TS_{tv} = Espacio-tiempo ocupado por los vehículos que giran (ft²-s)
 - N_{tv} = Número de vehículos que giran durante el paso peatonal (veh)
 - $v_{lt,perm}$ = Flujo permitido de demanda de giro a la izquierda (veh / h) (Figura 2.7)
 - v_{rt} = Flujo de demanda de giro a la derecha. (Figura 2.7)
 - v_{rtor} = Flujo de giro a la derecha en rojo. (Figura 2.7)
- Las otras variables se han definido previamente.

Cálculo del tiempo de servicio peatonal

El tiempo de servicio total se calcula con la ecuación (2-74) o la ecuación (2-75), dependiendo del ancho del paso peatonal. Esta variable representa el tiempo transcurrido desde la salida del primer peatón (desde la esquina) hasta la llegada del último peatón al otro lado del paso peatonal.

Si el ancho de cruce W_d es mayor que 10 pies, se usa:

$$t_{ps,do} = 3.2 + \frac{L_d}{S_p} + 2.7 \frac{N_{ped,do}}{W_d} \quad (2-74)$$

Si el ancho de cruce W_d es menor o igual que 10 pies, se usa:



$$t_{ps,do} = 3.2 + \frac{L_d}{S_p} + 0.27 N_{ped,do} \quad (2-75)$$

$$N_{ped,do} = N_{do} \frac{C - g_{walk,mi}}{C} \quad (2-76)$$

Donde:

$t_{ps,do}$ = Tiempo de servicio para los peatones que llegan a la esquina para cruzar la calle principal (s)

$N_{ped,do}$ = Peatones que esperan en la esquina para cruzar la calle principal (p)

Las otras variables se han definido previamente.

Cálculo del tiempo de ocupación del paso peatonal

El tiempo total de ocupación de los cruces peatonales se calcula como el producto del tiempo de servicio peatonal y el número de peatones que usan el cruce durante un ciclo y está representado con la ecuación (2-77) con la ecuación (2-78)

$$T_{occ} = t_{ps,do} N_{do} + t_{ps,di} N_{di} \quad (2-77)$$

$$N_{di} = \frac{v_{di}}{3600} C \quad (2-78)$$

Donde:

T_{occ} = Tiempo de ocupación del paso peatonal

N_{di} = Peatones que llegan a la esquina cada ciclo para cruzar la calle principal (p).

Las otras variables se han definido previamente.

Cálculo del área de circulación para los peatones del cruce

El espacio de circulación proporcionado para cada peatón se calcula dividiendo el espacio-tiempo disponible para el cruce por el tiempo de ocupación total, como se ilustra en la Ecuación (2-79).

$$M_{cw} = \frac{TS_{cw}^*}{T_{occ}} \quad (2-79)$$

Donde M_{cw} es el área de circulación por peatón (ft²/p) y las otras variables se han definido previamente.

El área de circulación obtenida a partir de la Ecuación (2-79) puede compararse con los rangos de la Tabla 2.7. Descripción Cualitativa del espacio peatonal para comprender mejor el desempeño del cruce peatonal, el procedimiento descrito en este paso debe repetirse para la otra dirección de desplazamiento a lo largo del paso peatonal.

Paso 3: Determinar la demora del peatón

A continuación, se describe la evaluación del cruce D mostrada en la Figura 2.6. El procedimiento se repite para evaluar el cruce C que se muestra en la Figura 2.5, con la excepción de que las letras de subíndice "mi" se sustituye por "mj". La demora de los peatones mientras esperan a cruzar la calle principal es calculada con la ecuación (2-80).

$$d_p = \frac{(C - g_{walk,mi})^2}{2C} \quad (2-80)$$

Donde d_p es la demora de los peatones (s/p) y las otras variables se han definido previamente.

La demora obtenida de la ecuación (2-80) se aplica a ambas direcciones de viaje a lo largo del cruce peatonal. Si la demora calculada es menor de 10 s/p se puede utilizar este valor para concientizar a los peatones sobre el cumplimiento de las indicaciones de la señalización peatonal [6].

Paso 4: Determinar el LOS de los peatones para la intersección

El procedimiento a seguir describe la evaluación del Cruce D de la Figura 2.6. Condición 2, Cruce de la calle Principal [3]. El procedimiento se repite para evaluar el Paso C de la Figura 2.5, con la excepción de que las letras de subíndice "d" se sustituye por "c" y las letras de subíndice "mj" se reemplaza con "mi". El LOS peatonal para la intersección se calcula usando la Ecuación (2-81).

$$I_{p,int} = 0.5997 + F_w + F_v + F_s + F_{delay} \quad (2-81)$$

$$F_w = 0.681 (N_d)^{0.514} \quad (2-82)$$

$$F_v = 0.00569 \left(\frac{v_{rtor} + v_{lt,perm}}{4} \right) - N_{rtci,d} (0.0027 n_{15,mj} - 0.1946) \quad (2-83)$$

$$F_s = 0.00013 n_{15,mj} S_{85,mj} \quad (2-84)$$

$$F_{delay} = 0.0401 \ln(d_{p,d}) \quad (2-85)$$

$$n_{15,mj} = \frac{0.25}{N_d} \sum_{i \in m_d} v_i \quad (2-86)$$

Donde:

$I_{p,int}$ = LOS para peatones en intersecciones

F_w = Factor de ajuste de la sección transversal

F_v = Factor de ajuste del volumen de vehículo motorizado

F_s = Factor de ajuste de la velocidad de vehículo motorizado

F_{delay} = Factor de ajuste de la demora de peatones

$\ln(x)$ = Logaritmo natural de x

N_d = Número de carriles de tráfico que cruzan al atravesar el cruce peatonal D

- $N_{rtci,d}$ = Numero de islas de canalización de giro a la derecha a lo largo del cruce D
D
 $n_{15,mj}$ = Conteo de vehículos que pasan por la calle principal durante un periodo de 15 min (veh)
 $S_{85,mj}$ = Velocidad del percentil 85 en un lugar del centro de la calle principal (mi/h).
 $d_{p,d}$ = demora de los peatones al atravesar el cruce D (s/p)
 v_i = flujo para el movimiento i (veh/h)
 m_d = Conjunto de todos los movimientos que cruzan el paso peatonal D, Figura 2.7.

El $v_{lt,perm}$ de giro a la izquierda usado en la Ecuación (2-83) es el giro a la izquierda que recibe una indicación de verde simultáneamente con el paso peatonal en servicio y gira atravesando el paso peatonal en servicio, mientras que el v_{rtor} es asociado con el acceso que se está cruzando y que gira a través del paso peatonal en estudio (Figura 2.7.g). No es el mismo v_{rtor} usado en la ecuación (2-73).

El LOS de peatones obtenido de esta ecuación se aplica igualmente a ambas direcciones de viaje a lo largo del paso peatonal. La variable para "número de islas de canalización de giro a la derecha" $N_{rtci,d}$ tiene un valor de 0, 1 ó 2.

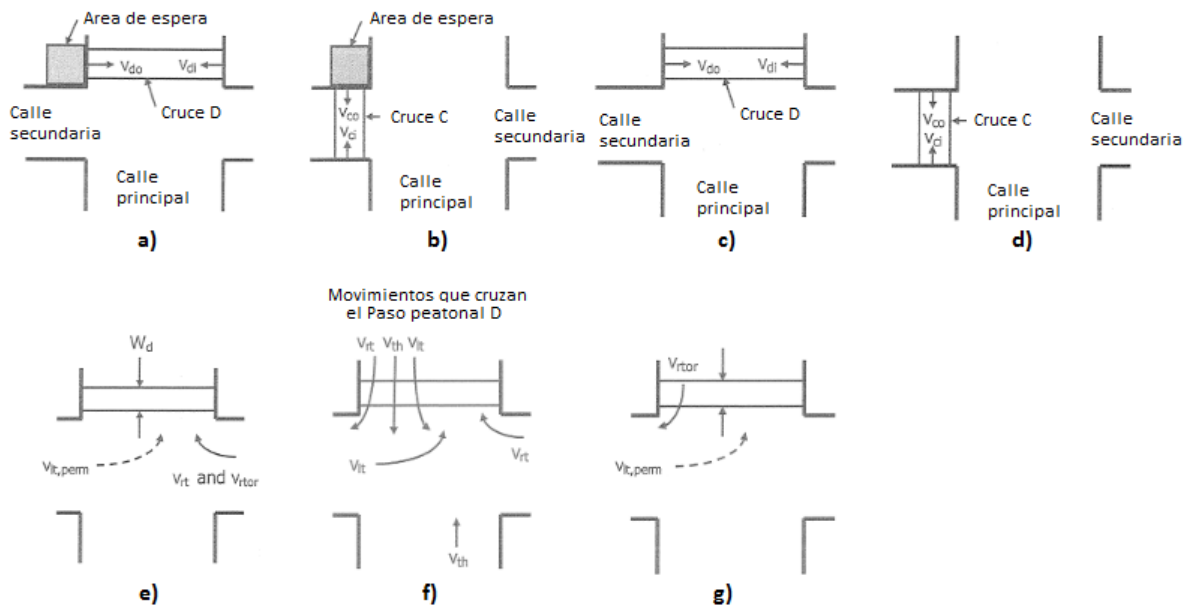


Figura 2.7. Figuras usadas para representar las variables de este capítulo [3].

Paso 5: Determine el LOS

El LOS peatonal se determina usando la puntuación de LOS del Paso 4. Esta medida de desempeño se compara con los valores de la Tabla 2.3 para determinar el nivel de servicio para el paso peatonal en estudio.



2.5 Semaforización

Los semáforos son dispositivos eléctricos operados por una unidad de control que permiten un mejor control y regulación del tránsito vehicular y peatonal, empleando indicaciones de color verde, amarillo y rojo [7].

Los semáforos serán de gran utilidad al momento de ejecutar las siguientes funciones:

- Interrumpir momentánea y periódicamente un flujo (vehicular y/o peatonal) mientras se habilita el paso de otro flujo.
- Controlar la circulación por carriles.
- Regular la velocidad vehicular para que la circulación del flujo sea constante.
- Reducir la posibilidad de accidentes vehiculares.

2.5.1 Componentes del semáforo

Resulta conveniente definir los siguientes componentes:

Unidad de control

Mecanismo eléctrico que coordina los cambios de las indicaciones (luces) del semáforo.

Caras.

Es el conjunto de unidades ópticas orientadas en la misma dirección. El concepto de unidad óptica se refiere a: lente, lámpara, reflector o porta lámpara. En cada acceso se emplean semáforos que tengan dos caras como mínimo e indicaciones para peatones de ser necesario. La necesidad de colocar más de dos caras dependerá del número de carriles, indicaciones direccionales, configuración de la intercesión, etc. En la Figura 2.8 se ilustra un caso del número y de la ubicación de caras en el semáforo.

Lente.

Parte de la unidad óptica que refracta la luz proveniente de la lámpara y de su reflector hacia la dirección deseada. Cada semáforo debe tener un mínimo de tres lentes (verde, amarillo y rojo) y un máximo de 5. En la Figura 2.9 se muestra la disposición de las lentes en la cara de un semáforo.

Semáforos no accionados por el tráfico.

La unidad de control del semáforo funciona con un programa o serie de programas de tiempos que han sido previamente establecidos.

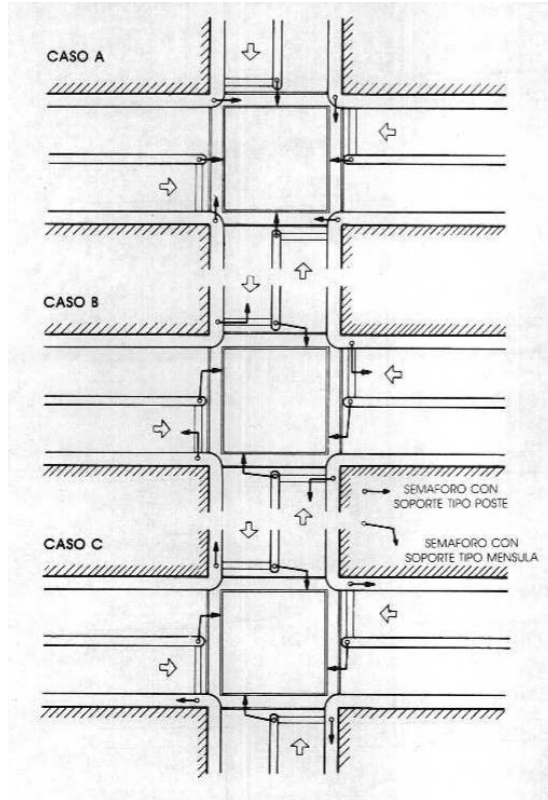


Figura 2.8. Ubicación y número recomendado de caras en intersecciones de calles de doble sentido con camellón central [7].

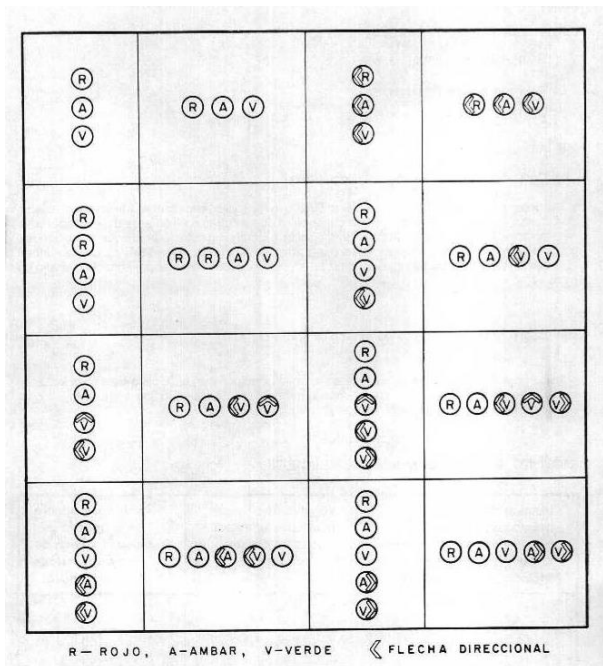


Figura 2.9. Disposición de las lentes en la cara de un semáforo [7].

2.5.2 Requisitos que justifiquen su instalación

A. Volumen mínimo de vehículos

Se cumple con este requisito cuando en cualquiera de las ocho horas de un día representativo, en la calle principal y en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria existen los volúmenes mostrados en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Volumen mínimo de vehículos [7].

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la calle principal (total en ambos accesos)	Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria (un solo sentido)
Calle Principal	Calle Secundaria		
1	1	500	150
2 o mas	1	600	150
2 o mas	2 o mas	600	200
1	2 o mas	500	200

B. Interrupción de tráfico continuo

Es aplicable cuando las condiciones de operación en la calle principal generan las demoras en la calle secundaria al momento de ingresar a la intersección. Se cumple con este requisito cuando en cualquiera de las ocho horas de un día representativo, en la calle principal y en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria existen los volúmenes mostrados en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Volumen mínimo de vehículos [7].

Número de carriles de circulación por acceso		Vehículos por hora en la calle principal (total en ambos accesos)	Vehículos por hora en el acceso de mayor volumen de la calle secundaria (un solo sentido)
Calle Principal	Calle Secundaria		
1	1	750	75
2 o mas	1	900	75
2 o mas	2 o mas	900	100
1	2 o mas	750	100

C. Volumen mínimo de peatones

Se cumple con este requisito cuando en cualquiera de las ocho horas de un día representativo a la calle principal presenta los siguientes volúmenes: 600 o más vehículos por hora en ambos sentidos, o 1000 o más vehículos entran a la intersección cuando la calle principal tiene faja separadora, y cuando cruzan 150 o más peatones por hora en el cruce de mayor volumen.



D. Circulación progresiva

Se cumple con este requisito en los siguientes casos:

- En calles aisladas de un solo sentido de circulación o calles de un solo sentido en las cuales los semáforos adyacentes están separados a gran distancia para conservar el grado deseado de control, agrupamiento, vehículos, etc.
- En calles de doble sentido de circulación con semáforos adyacentes que no permiten el grado deseado de control, agrupamiento, vehículos, etc.

E. Combinación de los resultados anteriores

Cuando ninguno de los requisitos anteriores se cumple en un 100% pero dos a más se satisfacen en un 80% de los valores indicados para cada uno de ellos, se puede considerar justificable la instalación de un semáforo [7].

2.5.3 Términos básicos

Indicación de señal: Es el encendido de una de las luces del semáforo o una combinación de varias luces al mismo tiempo

Ciclo o longitud de ciclo: Es el tiempo requerido para que el semáforo efectúe una secuencia completa de todas las indicaciones de señal del semáforo

Movimiento: Maniobra o conjunto de maniobras de un mismo acceso que tienen el derecho de paso simultáneamente y forman una misma fila

Intervalo: Cualquiera de las diversas divisiones del ciclo, durante la cual no cambian las indicaciones de señal del semáforo.

Fase: Parte del ciclo asignada a cualquier combinación de uno o más movimientos que reciben simultáneamente el derecho de paso, durante uno o más intervalos. Es la selección y ordenamiento de movimientos continuos.

Secuencia de fase: Orden predeterminado en el que ocurren las fases del ciclo

Reparto: Porcentaje de la longitud del ciclo asignado a cada una de las diversas fases

Intervalo verde: Intervalo de derecho de paso durante el cual la indicación de señal es verde.

Intervalo de cambio: Tiempo de exposición de la indicación amarilla como aviso de precaución para pasar de una fase a la siguiente.

Intervalo de despeje o todo rojo: Tiempo de exposición de una indicación roja para todo el tránsito que se prepara a entrar en la intersección. Es utilizado para permitir a los

vehículos que pierden el derecho de paso, despejen la intersección antes de que los vehículos que lo ganan reciban el verde.

Intervalo de cambio de fase: Intervalo que puede consistir de solamente un intervalo de cambio amarillo o que puede incluir un intervalo adicional de despeje todo rojo [8].

2.5.4 Cálculos de los tiempos del semáforo.

El objetivo de calcular los tiempos del semáforo es permitir el mayor porcentaje de movimientos de vehículos en la intersección con el menor número de fases, de manera que se reduzcan las demoras y se garantice la seguridad y la eficiencia en distribución de los movimientos en la intersección. Es decir, la distribución de los tiempos de cada fase dependerá de la demanda vehicular de cada grupo de movimientos [8]. En la Figura 2.10 se muestra de manera esquemática los conceptos de longitud de ciclo, intervalos y fases.

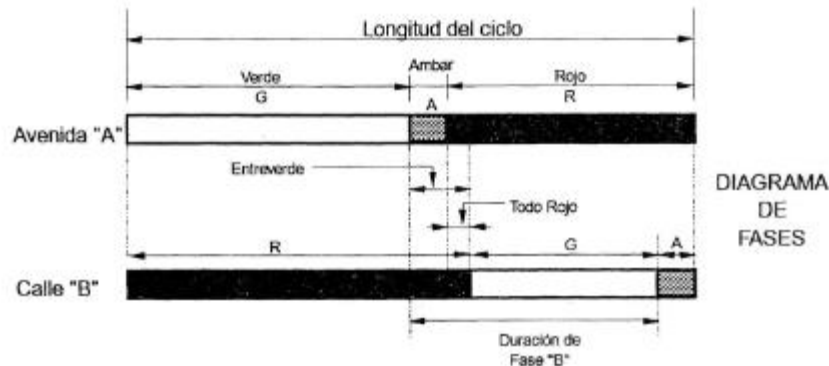


Figura 2.10. Fases y diagrama de fases en una intersección con semáforos [8].

Los elementos necesarios para el cálculo de los tiempos del semáforo se muestran a continuación:

Intervalo de cambio de fase

El intervalo de cambio de fase sirve para prevenir a los conductores de la intersección sobre el cambio en la asignación del derecho de paso. Este intervalo considera los siguientes factores: tiempo de percepción-reacción del conductor, tasa de desaceleración y el tiempo de despeje de la intersección. En la Figura 2.11 se ilustran estos factores. Se calcula con la Ecuación (2-87).

$$Y = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{W + L}{v} \right) \quad (2-87)$$

Donde:

Y = Intervalo de cambio de fase, amarillo más todo rojo (s)
 t = Tiempo de percepción-reacción del conductor = 1.00 s,

- v = Velocidad de aproximación de los vehículos,
 a = Tasa de desaceleración = 3.05 m/s^2 ,
 W = Ancho de la intersección (m)
 L = Longitud del vehículo tipo = 6.10 m.

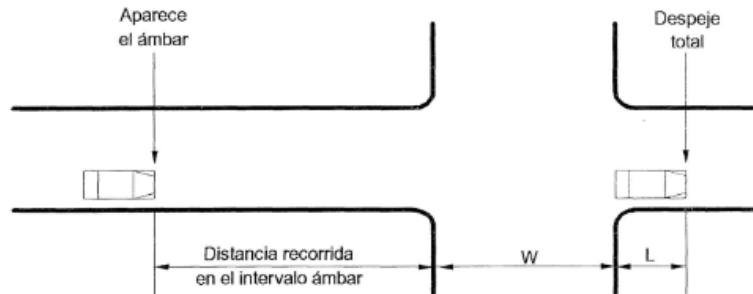


Figura 2.11. Intervalo de cambio de fase [8].

Los dos primeros términos de la Ecuación (2-87) representan el intervalo de cambio a amarillo y el tercer término representa el intervalo de despeje todo rojo.

Longitud del ciclo

La longitud del ciclo óptimo del semáforo se obtiene aplicando la Ecuación (2-88) demostrada por F.V. Webster [9] en base a observaciones de campo y simulaciones de un amplio rango de condiciones de tráfico. El intervalo de valores aceptables para la longitud de un ciclo determinado está entre el 75% y el 150%.

$$C_o = \frac{1.5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\varphi} Y_i} \quad (2-88)$$

Donde:

- C_o = Tiempo ciclo óptimo (s)
 L = Tiempo perdido del ciclo (s)
 Y_i = Máximo valor de relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de la fase i ,
 φ = Número de fases

Factor de ajuste para vehículos pesados

El factor de ajuste de vehículos pesados considera el espacio que ocupan los vehículos pesados en relación con los vehículos livianos. La Ecuación (2-89) calcula el valor de este factor.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV}(E_T - 1)} \quad (2-89)$$

Donde

$$P_{HV} = \text{Porcentaje de vehículos pesados del grupo (\%)}, \text{ y}$$

$$E_T = \text{Automóvil equivalente para cada vehículo pesado} = 2$$

La metodología del HCM 2010 [3] utiliza el valor de 2.00 para el automóvil equivalente para cada vehículo pesado.

A demás, se debe considerar factores por movimientos de giro, debido a que estas maniobras consumen mayor tiempo en comparación a los vehículos que continúan de frente. Estos factores convierten automóviles que dan vuelta a automóviles directos equivalentes (ADE). La Tabla 2.10 presenta valores para giros hacia la izquierda, mientras que la Tabla 2.11 presenta valores para giros hacia la derecha [10].

Tabla 2.10. Automóviles directos equivalentes para giros hacia la izquierda (E_{LT}) [10].

Flujo opuesto (veh/h)	Número de carriles opuestos		
	1	2	3
0	1.1	1.1	1.1
200	2.5	2	1.8
400	5.0	3	2.5
600	10	5	4
800	13	8	6
1000	15	13	10
≥1200	15	15	15
ELT para giros a la izquierda protegidos = 1.05			

Tabla 2.11. Automóviles directos equivalentes para giros hacia la derecha (E_{RT}) [10].

Volumen peatonal en el cruce peatonal en conflicto (peatones/h)	Equivalente
Ninguno (0)	1.18
Bajo (50)	1.21
Moderado (200)	1.32
Alto (400)	1.52
Extremo (800)	2.14

Por otra parte, los volúmenes horarios de máxima demanda (VHMD), deben convertirse en flujos de automóviles directos equivalentes por hora empleando la Ecuación (2-90):

$$q_{ADE} = \frac{VHMD}{FHMD} \left(\frac{1}{f_{HV}} \right) (E_{LT} \text{ o } E_{RT}) \quad (2-90)$$

Donde:

$$q_{ADE} = \text{Automóviles directos equivalentes por hora,}$$

$FMHD$ = Factor horario de máxima demanda,
 f_{HV} = Factor de ajuste para vehículos pesados, y
 E_{LT} o E_{RT} = Automóviles directos equivalentes para giros hacia la izquierda o derecha

Tasa de flujo de Saturación Base

La tasa de flujo de saturación representa la tasa máxima de flujo de un carril. El valor seleccionado representará a todos los accesos de la intersección en estudio dentro de su área de estudio. En este caso se optará por el valor de 1900 pc/h/ln (pasajeros por carro por hora por carril) de acuerdo a las consideraciones del HCM 2010 [3]. La Figura 2.12 muestra un modelo básico del flujo de saturación.

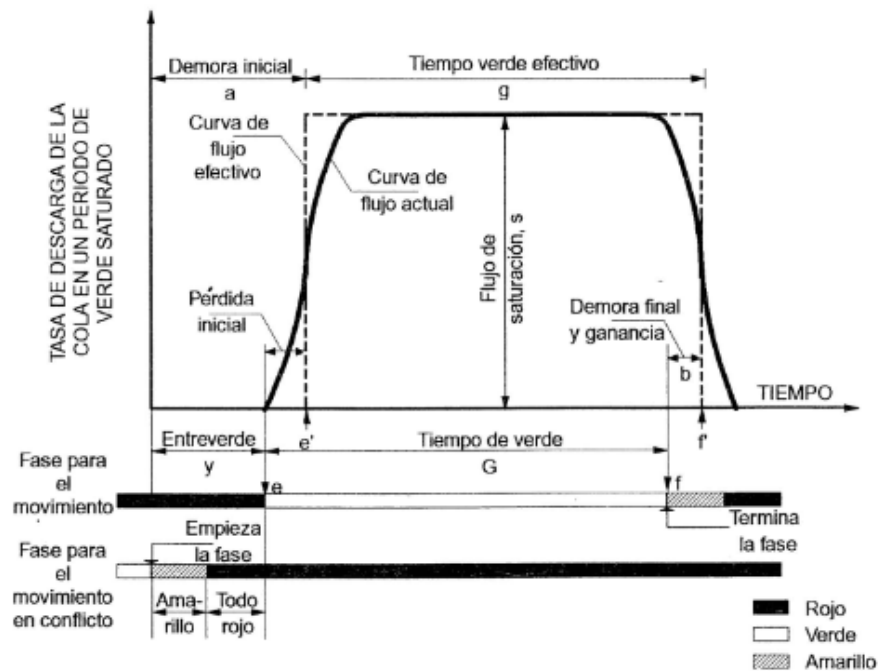


Figura 2.12. Modelo básico del flujo de saturación [8].

Tiempo perdido por ciclo

El tiempo total perdido por ciclo se calcula mediante la Ecuación (2-91):

$$L = \sum_{i=1}^{\phi} A_i + TR_i \quad (2-91)$$

Donde:

A_i = Intervalo de cambio a amarillo
 TR_i = Intervalo de despeje todo rojo

Asignación de tiempos verdes

El tiempo verde efectivo total por ciclo para todos los accesos de la intersección se calcula con la Ecuación (2-92).

$$g_T = C - L \quad (2-92)$$

Donde:

g_T = Tiempo verde efectivo total por ciclo disponible para todos los accesos.
 C = Longitud actual del ciclo (redondeando C_0 a los 5 segundos más cercanos).

Para obtener una demora total mínima en la intersección, el tiempo verde efectivo total se distribuye entre las diferentes fases en proporción a sus valores de Y_i , mediante la Ecuación (2-93).

$$g_i = \frac{Y_i}{\sum_{i=1}^{\phi} Y_i} (g_T) = \frac{Y_i}{Y_1 + Y_2 + \dots + Y_{\phi}} (g_T) \quad (2-93)$$

Donde:

g_i = Tiempo verde efectivo por ciclo para cada fase
 Y_i = Máximo valor de relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de la fase i ,

El tiempo verde real para cada fase i se calcula con la Ecuación (2-94):

$$G_i = g_i + l_i - A_i - TR_i \quad (2-94)$$

Donde:

G_i = Tiempo verde efectivo por ciclo para cada fase

2.6 Redondeles

Los redondeles son intersecciones que generalmente son de forma circular donde el flujo vehicular circula alrededor de una isla central (en sentido anti horario). El procedimiento analítico, supone que los límites de análisis son la rotonda misma, incluyendo los pasos peatonales asociados.

La metodología que emplea el HCM 2010 [3] para este tipo de intersecciones solo se aplica a rotondas aisladas con hasta dos carriles de entrada y hasta un carril de derivación por acceso, y no tiene en cuenta los efectos de dispositivos de control de tráfico cercano o cruces peatonales señalizados. Motivo por el cual, se adaptó esta metodología a una rotonda con 3 carriles de acceso conforme a este trabajo.



2.6.1 Generalidades

Niveles de Servicio (LOS).

Los niveles de servicio para redondeles se basan en las demoras y en la relación volumen-capacidad como se presentan en la Tabla 2.12. Si la relación volumen-capacidad es mayor de 1.0, el LOS será F independientemente de la demora.

Tabla 2.12. Criterios de Nivel de servicio [3].

Control de Demora (s/veh)	LOS por relación volumen-capacidad	
	$v/c \leq 1.0$	$v/c > 1.1$
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Datos de entrada requeridos.

Los siguientes datos son necesarios para analizar un redondel:

1. Número y configuración de los carriles en cada aproximación,
2. Cualquiera de las siguientes:
 - a. Volumen de demanda para cada movimiento vehicular entrante y cada movimiento de cruce peatonal durante el pico de 15 min, o
 - b. Volumen de demanda para cada movimiento vehicular entrante y cada movimiento de cruce peatonal durante la hora pico, y un factor de hora pico para la hora;
3. Porcentaje de vehículos pesados.
4. Distribución del volumen a través de los carriles de accesos.
5. Longitud del periodo de análisis; generalmente un periodo máximo de 15 min dentro de la hora pico. Sin embargo, se puede analizar cualquier periodo de 15 min.

2.6.2 Metodología de cálculo para redondeles.

Este capítulo presenta los procedimientos para analizar las rotondas, introduce las características de la capacidad y presenta la terminología específica de las rotondas. Para facilitar su comprensión, se presentan los siguientes términos:

- v_e = Tasa de flujo de entrada,
 v_c = Tasa de flujo conflictivo de circulación, y
 v_{ex} = Tasa de flujo de salida.

Conceptos de Capacidad

La capacidad de acceso de una rotonda es influenciada directamente por los patrones de flujo. Los tres flujos de interés son: entrante, circulante y de salida. Estos flujos se muestran en la Figura 2.13

La capacidad del acceso disminuye a medida que aumenta el flujo en conflicto; el flujo conflictivo primario es el flujo circulante que pasa directamente delante del conductor que espera el momento adecuado para realizar su maniobra de ingreso en la intersección.

El HCM 2010 [3] recomienda la calibración local de los modelos de capacidad dados en esta sección para reflejar mejor el comportamiento del conductor local.

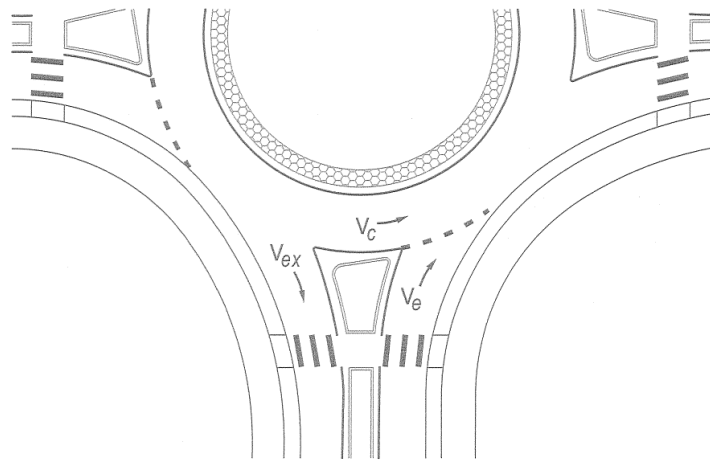


Figura 2.13. Análisis en una fase de la rotonda [3].

Rotondas de un solo carril

La capacidad de entrada de un solo carril en conflicto con un carril circulante se ilustra en la Figura 2.14. La ecuación para estimar su capacidad está dada por la Ecuación (2-95):

$$c_{e,pce} = 1130e^{(-1.0 \times 10^{-3})v_{c,pce}} \quad (2-95)$$

Donde:

$c_{e,pce}$ = Capacidad del carril, ajustada para vehículos pesados (pc / h), y

$v_{c,pce}$ = Tase de flujo conflictivo (pc/h)

Redondeles de Carriles Múltiples.

Las rotondas de carriles múltiples tienen más de un carril en al menos una entrada y en la calzada circulatoria. El número de carriles de entrada, circulación y salida puede variar en toda la rotonda. Debido a las muchas variaciones posibles, la complejidad computacional es mayor en comparación a las rotondas de un solo carril.

Para las rotondas con hasta dos carriles circulantes, que es el único tipo de rotonda de carriles múltiples abordada por la metodología analítica del HCM 2010 [3], las entradas y salidas pueden ser de uno o dos carriles de ancho (más un posible carril de derivación a la derecha).

Capacidad para entradas de dos carriles en conflicto por un carril circulante

La ecuación (2-96) da la capacidad de cada carril de entrada en conflicto por un carril circulante como se ilustra en la Figura 2.15.

$$c_{e,pce} = 1130e^{(-1.0 \times 10^{-3})v_{c,pce}} \quad (2-96)$$

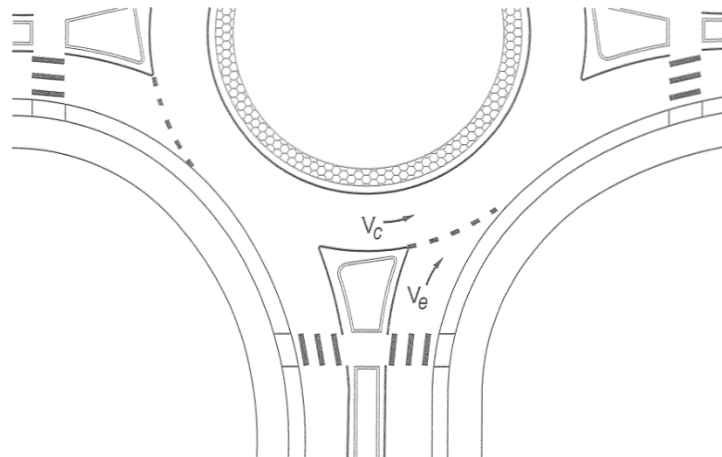


Figura 2.14. Ejemplo de entrada de un carril en conflicto con un carril circulante [3].

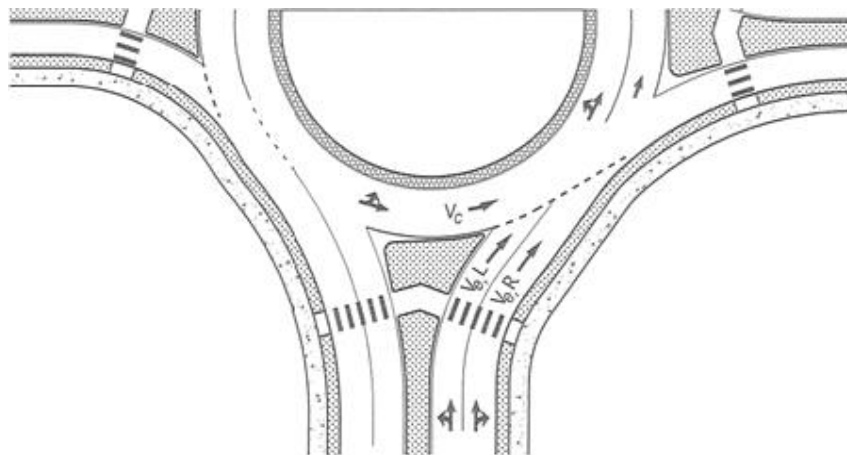


Figura 2.15. Ejemplo de entrada de dos carriles en conflicto por un carril circulante [3].

Capacidad para entradas de un solo carril en conflicto por dos carriles circulantes

La ecuación (2-97) estima la capacidad de una entrada para una rotonda de un carril en conflicto con dos carriles circulantes como se ilustra en la Figura 2.16.

$$c_{e,pce} = 1130e^{(-0.7 \times 10^{-3})v_{c,pce}} \quad (2-97)$$

Donde todas las variables ya se definieron anteriormente ($v_{c,pce}$ es el total de ambos carriles).

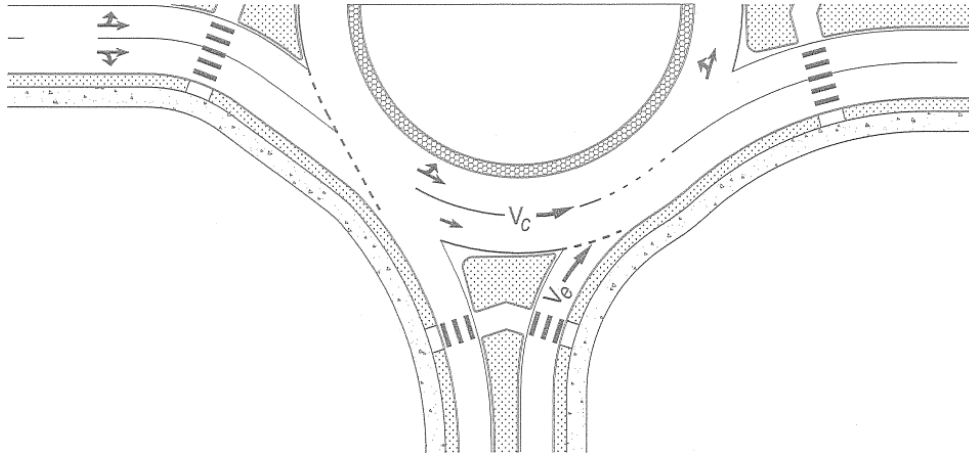


Figura 2.16. Ejemplo de entrada de un solo carril en conflicto por dos carriles circulantes [3].

Capacidad para entradas de dos carriles en conflicto por dos carriles de circulación.

La Ecuación (2-98) y la Ecuación (2-99) calculan la capacidad para los carriles derecho e izquierdo respectivamente en una rotonda de dos carriles en conflicto con dos carriles circulantes, como se ilustra en la Figura 2.17. La capacidad del carril izquierdo de una rotonda es menor que la capacidad del carril derecho según datos recolectados en campo [11].

$$c_{e,R,pce} = 1130e^{(-0.7 \times 10^{-3})v_{c,pce}} \quad (2-98)$$

$$c_{e,L,pce} = 1130e^{(-0.75 \times 10^{-3})v_{c,pce}} \quad (2-99)$$

Donde:

$c_{e,R,pce}$ = Capacidad del carril de entrada derecho, ajustado para vehículos pesados (pc / h),

$c_{e,L,pce}$ = Capacidad del carril de entrada izquierdo, ajustado para vehículos pesados (pc / h), y

$v_{c,pce}$ = Flujo conflictivo de ambos carriles (pc / fl).

Con la el objetivo de proveer una mejor comprensión sobre el cálculo de la capacidad, la Figura 2.18 presenta los resultado de la capacidad que se obtuvo con las ecuaciones (2-95), (2-98) y (2-99), dependiendo las variaciones posibles del número de carriles de entrada, circulación y salida.

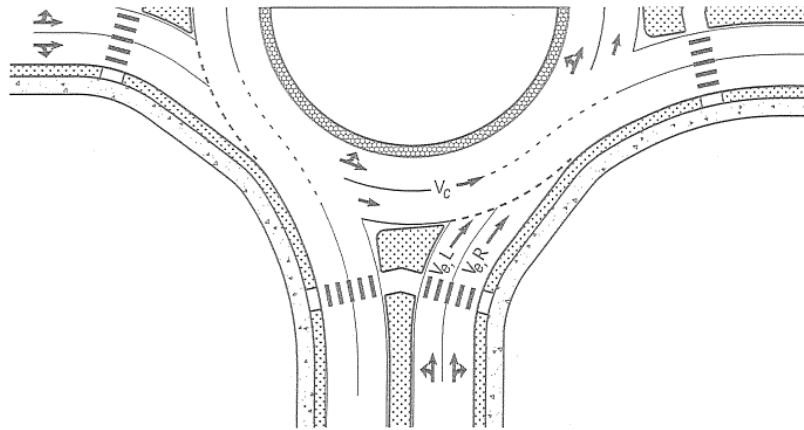


Figura 2.17. Ejemplo de entrada de dos carriles en conflicto por dos carriles circulantes [3]

Carriles de derivación para girar a la derecha

Se utilizan dos tipos comunes de estos carriles de derivación en redondeles de un solo carril y de varios carriles, como se ilustran en la Figura 2.19. (El efecto de la capacidad de los conductores cediendo el paso a los peatones no se ha incluido en este procedimiento de análisis).

Tipo 1 (Carril de derivación cediendo el paso)

Un carril de derivación de tipo 1 termina en un ángulo alto, con el tráfico girando a la derecha y cediendo el paso al tráfico de salida.

La capacidad de un carril de derivación a la que se opone un carril de salida puede ser aproximado usando la Ecuación (2-100):

$$C_{bypass,pce} = 1130e^{(-1.0 \times 10^{-3})v_{ex,pce}} \quad (2-100)$$

La capacidad de un carril de derivación a la que se oponen dos carriles de salida puede ser aproximado usando la Ecuación (2-101):

$$C_{bypass,pce} = 1130e^{(-0.7 \times 10^{-3})v_{ex,pce}} \quad (2-101)$$

Donde:

$C_{bypass,pce}$ = Capacidad del carril de derivación, ajustado para vehículos pesados (pc/h);

$v_{ex,pce}$ = Tasa de flujo conflictivo de salida (pc/h).

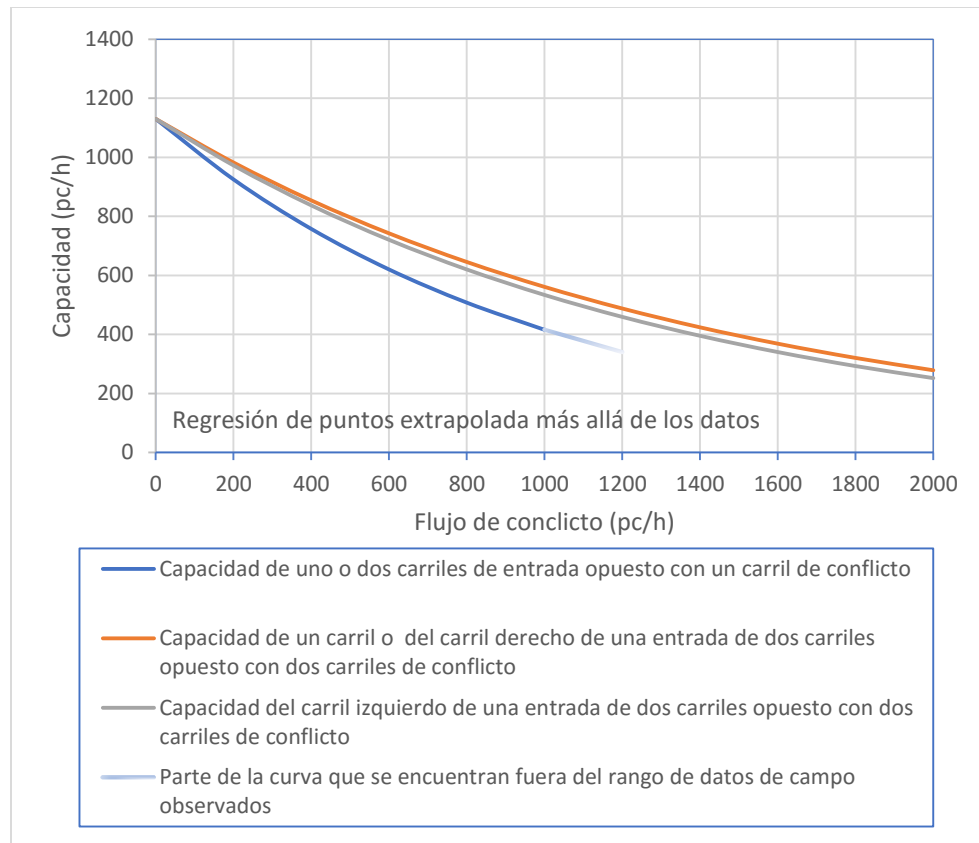


Figura 2.18. Capacidad de entrada para un carril simple y para una entrada multicarril [3].

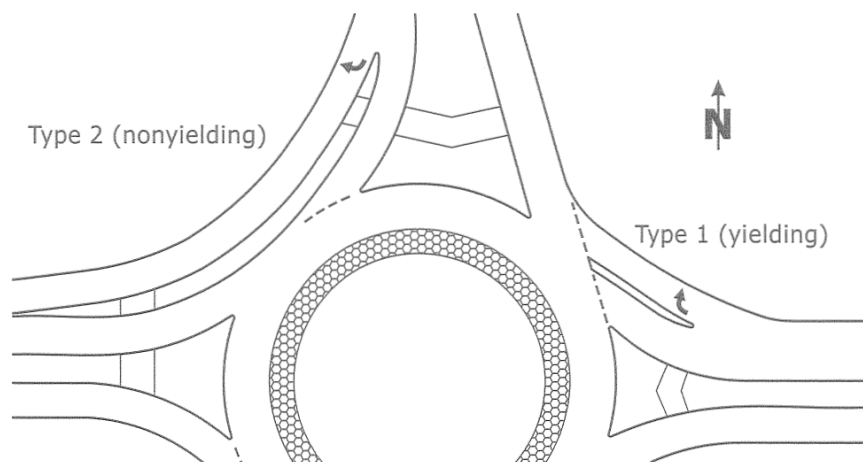


Figura 2.19. Carril de derivación con giro a la derecha [3].



Tipo 2 (Carril de derivación sin ceder el paso)

Un carril de derivación tipo 2 se fusiona en un ángulo bajo con el tráfico que sale o forma un nuevo carril adyacente a la salida del tráfico. La capacidad de este tipo de carril de derivación no se ha evaluado, sin embargo se espera que su capacidad sea relativamente alta debido a una operación de fusión entre dos flujos de tráfico a velocidades similares [3].

Capacidad de Salida

Una investigación alemana [12] ha sugerido que la capacidad de un carril de salida para un área urbana típica, está en el rango de 1.200 a 1.300 vehículos por hora (veh/h). Un documento de la Administración Federal de Carreteras usó esta información para mostrar que los flujos de salida que excedan los 1.200 vehículos / h pueden indicar la necesidad de una salida de doble carril [3].

2.6.3 Metodología para la evaluación de una rotonda.

La capacidad de una aproximación determinada se calcula utilizando el siguiente proceso:

Paso 1: Convertir los volúmenes de demanda de movimiento a tasas de flujo

$$v_i = \frac{V_i}{PHF} \quad (2-102)$$

Donde

v_i = Tasa de flujo de demanda para el movimiento i (veh//h),
 V_i = volumen de demanda para el movimiento i (veh/h), y
 PHF = factor de hora pico.

Paso 2: Ajustar la tasa de flujo de los vehículos pesados

La tasa de flujo de cada movimiento puede ser ajustado para tener en cuenta las características del vehículo mediante el uso de factores que se dan en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13. Pasajeros equivalentes por vehículo [3].	
Tipo de Vehiculó	Pasajero Equivalente por vehículo, Et
Pasajero de vehículo	1
Vehículos Pesados	2

La Ecuación (2-103) y la Ecuación (2-104) incluyen estos factores:

$$v_{i,pce} = \frac{v_i}{f_{HV}} \quad (2-103)$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)} \quad (2-104)$$

Donde:

- $v_{i,pce}$ = Tasa de flujo de demanda para el movimiento i (pc/h),
- v_i = Tasa de flujo de demanda para el movimiento i (veh/h),
- f_{HV} = Factor de ajuste del vehículo pesado,
- P_T = Porcentaje del volumen de demanda que consiste de vehículos pesados, y
- E_T = Pasajeros equivalentes por vehículo para vehículos pesados.

Paso 3: Determinar la tasa de flujo de circulación y salida

Las tasas de flujo de circulación y salida se calculan para cada acceso de la rotonda.

Tasa de flujo de circulación

El flujo de circulación que se opone a una entrada dada se define como el flujo que entra en conflicto con el flujo de entrada. El cálculo del flujo circulante para el flujo que circula en sentido norte se ilustra en la Figura 2.20 y se calcula con la ecuación (2-105). Todos los flujos están en pasajeros equivalentes por vehículo.

$$v_{c,NB,pce} = v_{WBU,pce} + v_{SBL,pce} + v_{SBU,pce} + v_{EBT,pce} + v_{EBL,pce} + v_{EBU,pce} \quad (2-105)$$

Tasa de flujo de salida

La tasa de flujo de salida para un acceso dado se utiliza principalmente en el cálculo del flujo en conflicto con los carriles de derivación a la derecha. El cálculo del flujo de salida en dirección sur se ilustra en la Figura 2.21 y se obtiene de la Ecuación (2-106). Todos los flujos están en pasajeros equivalentes por vehículo.

$$v_{ex,pce} = v_{NBU,pce} + v_{WBL,pce} + v_{SBT,pce} + v_{EBR,pce} + v_{EBR,pce,bypass} \quad (2-106)$$

Paso 4: Determinar el flujo de entrada por carril

Para las entradas de un solo carril, el flujo de entrada es la suma de todos los vehículos que utilizan esa entrada. Para entradas con varios carriles o entradas con carriles de derivación o ambas, se puede utilizar el siguiente procedimiento para asignar flujos a cada carril:

1. Si hay la presencia de un carril de derivación que gira a la derecha, el flujo de este carril se elimina del cálculo de los flujos de entrada a la rotonda.
2. Si sólo hay un carril disponible para un movimiento dado, el flujo para ese movimiento se asigna sólo a ese carril.
3. Se supone que los flujos restantes se distribuyen a través de todos los

carriles, sujetos a las restricciones impuestas por cualquier designación o por las asignaciones de facto del carril.

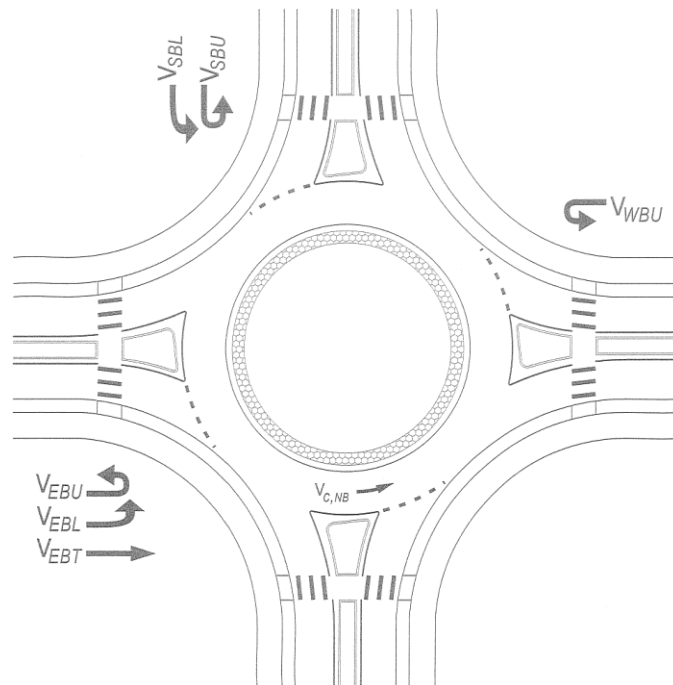


Figura 2.20. Cálculo del flujo circulante [3].

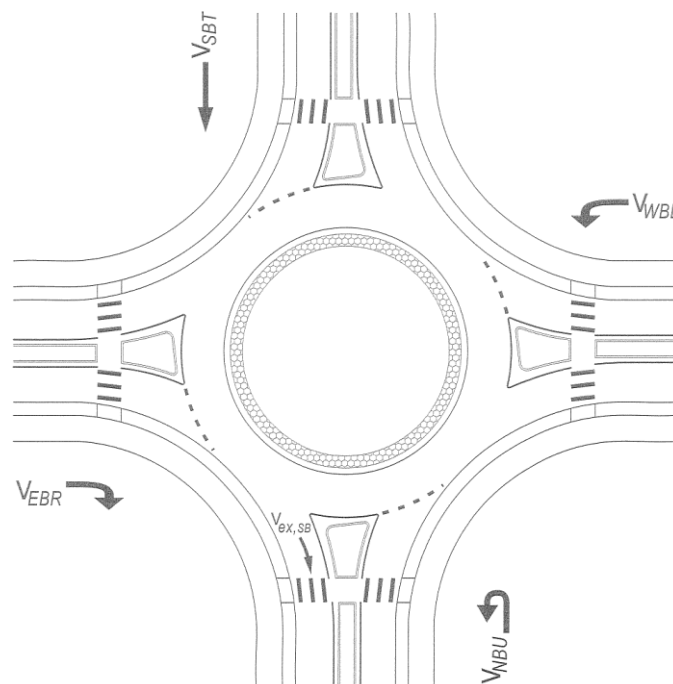


Figura 2.21. Cálculo del flujo de salida [3].

Un carril de facto es un carril designado para movimientos múltiples, pero que puede funcionar como un carril exclusivo debido a una demanda de movimiento dominante.

Cinco casos generalizados de carriles múltiples pueden ser analizados con este procedimiento. Para los casos en los que un movimiento puede utilizar más de un carril, primero se debe hacer un chequeo para determinar cuál puede ser la configuración de carril asumida. Esto puede diferir de la asignación de carril basada en los patrones específicos de movimiento de giro que se están analizando. Estas asignaciones de carril asumidas se dan en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14. Asignaciones de carril asumidas [3].

Asignación de Carril Designado	Asignación de Carril Asumido
LT, TR	Si $v_U + v_L > v_T + v_{R,e}$: L, TR (carril de facto de giro izquierdo) Si $v_{R,e} > v_U + v_L + v_T$: LT, R (carril de facto de giro derecho) Caso contrario: LT, TR
L, LTR	Si $v_T + v_{R,e} > v_U + v_L$: L, TR (carril de facto de paso derecho) Caso Contario: L, LTR
LTR, R	Si $v_U + v_L + v_T > v_{R,e}$: LT, R (carril de facto de paso derecho) Caso Contario: LTR, R

En base a la asignación de carril asumida y al efecto de la utilización del carril descrito anteriormente, las tasas de flujo pueden ser asignados a cada carril usando las fórmulas dadas en el Tabla 2.15. En este cuadro, % RL es el porcentaje de tráfico de entrada que circula por el carril de la derecha, % LL es el porcentaje de tráfico de entrada que circula por el carril izquierdo, y % LL + % RL = 1.

Tabla 2.15. Asignaciones en volumen para carriles de dos entradas [3].

Caso	Asignación de Carril Asumido	Carril Izquierdo	Carril Derecho
1	L, TR	$v_U + v_L$	$v_T + v_{R,e}$
2	LT, R	$v_U + v_L + v_T$	$v_{R,e}$
3	LT, TR	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$
4	L, LTR	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$
5	LTR, R	$(\%LL)v_e$	$(\%RL)v_e$

Cuando no se dispone de datos de campo sobre el porcentaje de vehículos que circulan por carril, se utiliza los valores presentados en la Tabla 2.16.

Tabla 2.16. Valores predeterminados asumidos para la utilización de carriles en accesos de dos carriles [3]

Configuración de carril	% Trafico en el carril Izquierdo	% Trafico en el carril Derecho
LT, TR	0.47	0.53
LTR, R	0.47	0.53
L, LTR	0.53	0.47

Paso 5: Determine la capacidad de cada carril de entrada y el carril de derivación según corresponda, en pasajeros equivalentes por vehículo

La capacidad de cada carril de entrada y carril de derivación se calcula utilizando las ecuaciones (2-95), (2-96), (2-97), (2-98), (2-99), (2-100) y (2-101).

Paso 6: Determinar la obstaculización peatonal para los vehículos

El efecto de los peatones es más pronunciado con el aumento del volumen peatonal. Bajo elevados flujos conflictivos vehiculares, los peatones usualmente pasan entre los vehículos en cola que ingresan a la intersección, por lo tanto, producen un impacto negativo adicional en la capacidad de entrada de vehículos. Sin embargo, para bajos flujos conflictivos vehiculares, los peatones actúan como vehículos adicionales en conflicto y por lo tanto se reduce la capacidad vehicular de la entrada. Para las entradas de una rotonda de un carril, el modelo que se muestra en la Tabla 2.17 puede usarse para aproximar este efecto [12].

Tabla 2.17. Modelo del factor de ajuste de capacidad por peatones que cruzan por la entrada de un carril (asumiendo la prioridad de los peatones) [12].

Caso	Factor de ajuste de la capacidad de entrada de un carril por peatones
Si $v_{c,pce} > 881$	$f_{ped} = 1$
Caso contrario si $n_{ped} \leq 101$	$f_{ped} = 1 - 0.000137n_{ped}$
Caso contrario	$f_{ped} = \frac{1119.5 - 0.715v_{c,pce} - 0.644n_{ped} + 0.00073v_{c,pce}n_{ped}}{1068.6 - 0.654v_{c,pce}}$

Donde

f_{ped} = Factor de ajuste de la capacidad de entrada por peatones,

n_{ped} = Número de peatones en conflicto por hora (p/h), y

$v_{c,pce}$ = Tasa de flujo de vehículos en conflicto en el camino circulatorio de los peatones, pc/h.

Para dos carriles, el modelo que muestra la Tabla 2.18 se puede usar para aproximar este efecto [12].

Tabla 2.18. Modelo de factor de ajuste de la capacidad por peatones que cruzan por la entrada de dos carriles (asumiendo la prioridad de los peatones) [12].

Caso	Factor de ajuste de la capacidad de entrada de dos carriles por peatones
Si $n_{ped} < 101$	$f_{ped} = \min \left[1 - \frac{n_{ped}}{100} \left(1 - \frac{1260.6 - 0.329v_{c,pce} - 0.381 \times 100}{1380 - 0.5v_{c,pce}} \right), 1 \right]$
Caso contrario	$f_{ped} = \min \left[\frac{1260.6 - 0.329v_{c,pce} - 0.381n_{ped}}{1380 - 0.5v_{c,pce}}, 1 \right]$

Donde:

f_{ped} = Factor de ajuste de la capacidad de entrada por peatones,

n_{ped} = Número de peatones en conflicto (p/h), y

$v_{c,pce}$ = Tasa de flujo de vehículos en conflicto en el camino circulatorio, pc/h.

Paso 7: Convertir las tasas de flujo y las capacidades del carril en vehículos por hora

El flujo para un carril dado se convierte de nuevo a vehículos por hora, como se muestra en la Ecuación (2-107). De forma similar, la capacidad para un carril determinado se convierte de nuevo a vehículos por hora, como se muestra en la Ecuación (2-108):

$$v_i = v_{i,pce} f_{HV,e} \quad (2-107)$$

$$c_i = c_{i,pce} f_{HV,e} f_{ped} \quad (2-108)$$

Donde:

v_i = Tasa de flujo por carril i (veh/h),

$v_{i,PCE}$ = Tasa de flujo por carril i (pc/h),

c_i = Capacidad por carril i (veh/h),

$c_{i,PCE}$ = Capacidad por carril i (pc/h),

$f_{HV,e}$ = Factor de ajuste del vehículo pesado para el acceso

Paso 8: Calcular la relación volumen-capacidad para cada carril

Para cualquier carril, la relación volumen-capacidad x se calcula dividiendo la capacidad calculada de los carriles para su tasa de flujo de demanda, como se muestra en la Ecuación (2-109). Ambos valores de entrada están en vehículos por hora.

$$x = \frac{v_i}{c_i} \quad (2-109)$$

Donde

x_i = Relación volumen-capacidad del carril i,

v_i = Tasa de flujo de demanda del carril i (veh/h), y

c_i = Capacidad del carril i (veh/h).

Paso 9: Calcular la demora promedio de control para cada carril

La Ecuación (2-110) muestra el modelo que se debe usar para estimar la demora promedio para cada carril de una aproximación a una rotonda:

$$d = \frac{3600}{c} + 900T \left[x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)x}{450T}} \right] + 5 \times \min[x, 1] \quad (2-110)$$



Donde:

- d = Demora promedio de control (s/veh),
- x = Relación volumen-capacidad del carril en estudio,
- c = Capacidad del carril en estudio (veh/h), y
- T = Periodo de tiempo (h) ($T = 0.25$ h por un análisis de 15-min).

Paso 10: Determinar LOS de cada carril en cada acceso

El LOS para cada carril en cada acceso se determina usando la Tabla 2.12 y los valores calculados o medidos del control de demoras.

Paso 11: Calcular la demora media de control y determinar el LOS para cada acceso y para la rotonda en general.

Esto se obtiene calculando un promedio ponderado de las demoras para cada carril en el acceso, ponderado por el volumen de cada carril. El cálculo se muestra en la Ecuación (2-111). El LOS para cada acceso se determina usando la Tabla 2.12 y los valores calculados o medidos del control de demoras.

$$d_{acceso} = \frac{d_{LL}v_{LL} + d_{RL}v_{RL} + d_{bypass}v_{bypass}}{v_{LL} + v_{RL} + v_{bypass}} \quad (2-111)$$

Para la intersección en conjunto, la demora se calcula mediante un promedio ponderado de la demora para cada acceso, ponderado por el volumen de cada acceso. Esto se muestra en la Ecuación (2-112). El LOS para la intersección se determina usando la Tabla 2.12 y los valores calculados o medidos del control de demoras.

$$d_{interseccion} = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \quad (2-112)$$

Donde

- $d_{interseccion}$ = Control de demoras para toda la intersección (s/veh),
- d_i = control de demoras por aproximación i (s/veh), y
- v_i = tasa de flujo por aproximación i (veh/h).

Paso 12: Calcular el percentil al 95% en cola para cada carril

El percentil 95 en la cola para un carril dado en un acceso se calcula usando la ecuación (2-113):

$$Q_{95} = 900T \left[x - 1 + \sqrt{(1-x)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)x}{150T}} \right] \left(\frac{c}{3600} \right) \quad (2-113)$$



Donde:

- Q_{95} = percentil 95 en la cola (veh),
- x = Relación volumen-capacidad del carril en estudio,
- c = Capacidad del carril en estudio (veh/h), y
- T = Periodo de tiempo (h) ($T= 0.25$ para un análisis de 15-min).

2.6.3.1 Metodología para la evaluación de la rotonda en estudio.

Como ya se mencionó anteriormente, la metodología descrita en esta sección solo se aplica a rotondas aisladas hasta con dos carriles de entrada y un carril de derivación por acceso. Además, no toma en cuenta los efectos de dispositivos de control de tráfico cercano o cruces peatonales señalizados. Por lo que, para este trabajo se han hecho las siguientes asunciones con la finalidad de compensar las limitaciones de esta metodología:

- La intersección en estudio se encuentra a 700m, 600 m, y 350m. de algunos de los semáforos más cercanos a esta, motivo por el cual la intersección no es aislada, puesto que el HCM 2010 considera una intersección aislada cuando está a 0,6 millas o más de la intersección más cercana corriente arriba. Sin embargo, para este trabajo se ha realizado una excepción y se ha aplicado la metodología, teniendo en cuenta esta consideración. Debido a que se debería hacer un estudio de calibración de la metodología usada motivo de otro estudio.
- La Tabla 2.14, Tabla 2.15 y Tabla 2.16 brindan las pautas para realizar las consideraciones respectivas de cómo se debe distribuir los flujos para un acceso de dos carriles. Sin embargo, si esta metodología se aplica para un acceso de tres carriles, se puede determinar de manera análoga los flujos de utilización de carril, con la única diferencia de que el cálculo de la capacidad incrementa dependiendo de la consideración que se haya tomado a partir de las tablas mencionadas. Este método se ha impuesto a este trabajo pese a no contar con ningún respaldo bibliográfico.
- Se optó por incorporar un carril de derivación adicional aplicando la misma metodología descrita en la sección 2.5 con relación al cálculo de la capacidad, con la diferencia de que se duplico la capacidad obtenida del carril de derivación. Consiguiendo de esta manera, mejorar el nivel de servicio del flujo que gira a la derecha; debido a que, por lógica si un carril brinda cierta capacidad, dos carriles brindaran el doble de capacidad. Este método se ha impuesto a este trabajo pese a no contar con ningún respaldo bibliográfico.

2.7 Intersecciones a desnivel

Las intersecciones a desnivel se instalan en vías con condiciones de tráfico constante y un alto TPDA, donde se pretende eliminar la interferencia vehicular con otras vías solo si el TPDA de toda la intersección rebasa los 4000 vehículos por día. Además, se mejora las condiciones del flujo vehicular en conflicto de la intersección sin la disminución de la velocidad y sin un aumento en las demoras. [13]



Debido al costo de implementación de una intersección a desnivel, es necesario contemplar las siguientes consideraciones que justifican su uso:

- Congestión vehicular permanente que no pueda ser solucionada con ningún tipo de intersección a nivel.
- Relación costo-beneficio: costos mayores producidos por las demoras de los conductores en las intersecciones a nivel en comparación con los costos originados de la intersección a desnivel.
- Costos de construcción y mantenimiento.
- Volumen de tránsito elevado: para volúmenes superiores a 4000 vehículos por hora en toda la intersección.
- Mejoramiento del rendimiento de la intersección aun en sus condiciones futuras.

2.7.1 Intercambiadores

Intercambiador es un dispositivo vial, compuesto por estructuras de diferente nivel y ramales de interconexión facilitando la circulación vehicular directa de una carretera a otra evitando conflictos entre ambas. Los cruces de carretera a distinto nivel sin dispositivos para el intercambio vehicular se denominan “paso a desnivel” [1].

Intercambiadores de alto nivel o bajo nivel

Los intercambiadores de alto nivel o bajo nivel deben proporcionarle seguridad al conductor al momento de ingresar a la intersección o circular cerca de ella.

- *Bajo Nivel.* El intercambiador será de bajo nivel (paso deprimido) cuando la autopista tenga restricciones constructivas. EL diseño de la estructura es simple.
- *Alto Nivel.* El intercambiador será de alto nivel (paso elevado) cuando la autopista no tenga restricciones constructivas. El diseño de la estructura es más complejo y estilizado.

2.8 Carretera de carriles múltiples

La metodología para el estudio de carreteras de carriles múltiples se aplica a las carreteras que tienen dos o más carriles por sentido en zonas rurales o suburbanas, donde la operación del nivel de servicio es menor en comparación con el nivel de servicio que se obtiene en las autopistas; esto se debe a la mayor densidad del desarrollo urbanístico y el frecuente conflicto entre los vehículos que realizan movimientos de vueltas y retornos [8].

Para una autopista de carriles múltiples se debe tomar en cuenta:

- Carriles de 3.60m de ancho como mínimo.
- Una distancia lateral libre total de 3.60m como mínimo.
- Segmentos de carretera sin accesos directos.



- Velocidad de flujo libre superior a 100 km/h.

El nivel de análisis operacional aplicado a esta metodología comprende los siguientes pasos:

Determinación de la velocidad de flujo libre

LA velocidad de Flujo libre (FFS) es la velocidad media de los vehículos, la cual se puede determinar por medición directa en campo o por estimación indirecta a partir de una velocidad del flujo libre base cuando no se disponen de los datos de campo necesarios. El flujo libre base se determina a partir de la velocidad de diseño y el límite de velocidad de la carretera. La Ecuación (2-114) se utiliza para estimar el valor de FFS teniendo en cuenta también el ancho de carril, la distancia libre lateral, el tipo de faja separadora central y los puntos de acceso.

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A \quad (2-114)$$

Donde:

- FFS = Velocidad estimada de flujo libre (Km/h),
- $BFFS$ = Velocidad estimada de flujo libre base (Km/h),
- f_{LW} = Ajuste por ancho del carril,
- f_{LC} = Ajuste por distancia libre lateral total,
- f_M = Ajuste por tipo de parterre, y
- f_A = Ajuste por puntos de acceso.

En carreteras con límites de velocidad de 60 km/h y 70 km/h la velocidad estimada de flujo libre es aproximadamente 10 km/h mayor que estas velocidades. Para carreteras con límites de velocidad de 80 km/h y 90 km/h la velocidad estimada de flujo libre es aproximadamente 8 km/h mayor que estas velocidades.

Desde la Tabla 2.19 hasta la Tabla 2.24 se presentan los valores para el ajuste de la velocidad de flujo libre.

Tabla 2.19. Ajuste por ancho de carril [3].

Ancho del Carril (ft)	Reducción en FFS (mi/h)
12	0
11	1.9
10	6.6



Tabla 2.20. Ajuste por distancia libre lateral total [3].

Carreteras de cuatro carriles		Carreteras de seis carriles	
Distancia libre lateral total (ft)	Reducción en FFs (mi/h)	Distancia libre lateral total (ft)	Reducción en FFs (mi/h)
12	0	12	0
10	0.4	10	0.4
8	0.9	8	0.9
6	1.3	6	1.3
4	108	4	1.7
2	3.6	2	2.8
0	5.4	0	3.9

Tabla 2.21. Ajuste por tipo de parterre [3].

Tipo medio	Reducción en FFs (mi/h)
Carreteras no divididas	1.6
Carreteras divididas	0

Tabla 2.22. Ajuste por punto de acceso [3].

Ajuste por punto de acceso por milla	Reducción en FFS (mi/h)
0	0.0
10	2.5
20	5.0
30	7.5
40	10.0

Determinación de la tasa de flujo de demanda

La tasa de flujo de demanda considera los ajustes por el factor de hora pico, el factor de ajuste de pendiente y el factor de ajuste de vehículo pesado. Se calcula con la Ecuación (2-115).

$$v_p = \frac{V}{FHMD f_G f_{HV}} \quad (2-115)$$

Donde:

- v_p = Tasa de flujo de pasajeros equivalentes por vehículo para el período máximo de 15 minutos (pc/h),
- V = Volumen de demanda para la hora pico completa (veh/h),
- $FHMD$ = Factor de la hora de máxima demanda,
- f_G = Factor de ajuste por pendiente, y
- f_{HV} = Factor de ajuste del vehículo pesado.

Ajuste para vehículos pesados

El factor de ajuste de vehículos pesados disminuye la velocidad de flujo libre. Por lo tanto, los volúmenes de tráfico deben ajustarse a una tasa de flujo equivalente expresado en pasajeros por vehículo por hora. La Ecuación (2-116) calcula el valor de este factor.

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV}(E_T - 1)} \quad (2-116)$$

Donde:

P_{HV} = Porcentaje de vehículos pesados del grupo (%), y
 E_T = Automóvil equivalente para cada vehículo pesado = 2

Determinación de LOS

La determinación de LOS para carreteras de carriles múltiples considera tres medidas de eficiencia: la densidad (vehículos livianos/km/carril), la velocidad media de los vehículos livianos y la relación de volumen-capacidad. La relación entre estas tres medidas se muestra en la Figura 2.22.

La densidad se calcula utilizando la siguiente Ecuación (2-117).

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (2-117)$$

Donde:

D = Densidad (vehículos livianos/km/carril)
 S = Velocidad media de los automóviles (km/h)

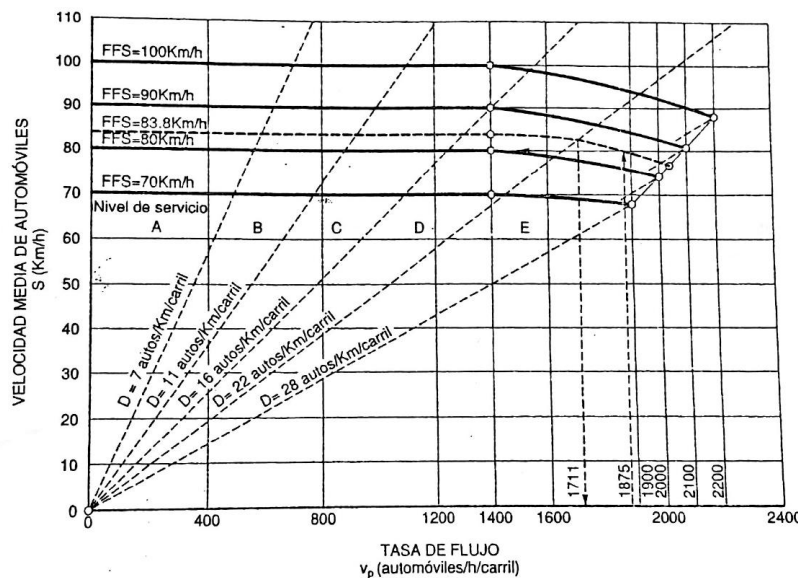


Figura 2.22. Curva velocidad-flujo [8].



2.9 Diseño geométrico de intersecciones

Una intersección se define como el cruce de dos o más carreteras al mismo o diferente nivel. En toda intersección se procura tener un adecuado diseño que se adapte a las características geométricas de las vías que cruzan y que sea capaz de servir el flujo vehicular que pasa por esta sin ocasionar alguna demora.

2.9.1 Composición del tránsito

Para el diseño de intersecciones, se toma en cuenta las características de los vehículos en circulación (tamaños y pesos) con la finalidad de clasificarlos. La cantidad relativa de las diferentes clases de vehículos en el tránsito es lo que se conoce como composición del tránsito.

Los camiones generalmente son más pesados que los buses y automóviles, son más lentos y ocupan más espacio, por lo tanto, tienen mayor efecto en el tránsito que los vehículos livianos. El efecto de operación de un vehículo pesado equivale al de varios vehículos livianos por eso para este trabajo el pasajero equivalente por vehículo pesado es igual a 2. Entonces, a mayor proporción de vehículos pesados mayor intensidad del tránsito. Por lo tanto, la intersección necesitará una mayor capacidad para garantizar que la relación volumen-capacidad sea menor que 0.80 [1] pág. 37.

Clases de vehículos:

- Vehículos livianos: toda clase de vehículos ligeros como las motocicletas, automóviles, camionetas, pickups con capacidad hasta de 8 pasajeros y con ruedas sencillas en el eje trasero.
- Vehículos Pesados: como camiones, buses y combinaciones de camiones (semirremolques y remolques), de más de 4 toneladas de peso y doble llanta en las ruedas traseras.

Vehículo de diseño

Es un tipo de vehículo cuyo peso, dimensión y características de operación se usa para establecer los parámetros de diseño que acople vehículos del tipo designado. El vehículo de diseño debe ser uno con dimensiones y el radio mínimo de giro debe ser superior a los de la mayoría de los vehículos de su clase. Se considera varios tipos de vehículos de diseño según [1]:

- A: Vehículos livianos (A1 para motocicletas y A2 para automóviles).
- B: Buses y Busetas que sirven para transportar pasajeros en forma masiva.
- C: Camiones para transporte de carga (C-1 para los de dos ejes, C-2 para los de 3 ejes, y C-3 para los de 4, 5 o más ejes).
- R: Remolques con uno o dos ejes verticales de giro y una unidad completamente remolcada tipo tráiler o tipo Dolly.

Las características de los vehículos mencionados como radios mínimos, alturas y longitudes máximas, se especifican en las tablas 2A. 106-101, 2A. 106-101, 2A. 106-101 del Manual [1]. La referencia [14] en su Tablas 2-1 y 2-2 y en sus Figuras 2-3 hasta 2-23 presenta varios tipos de vehículos de diseño que se usan en el diseño geométrico de la intersección. La Figura 2.23 muestra las trayectorias de giro mínimo para un vehículo de la ASSHTO, las trayectorias mostradas son para la saliente izquierda frontal y para la rueda trasera exterior. La rueda frontal izquierda sigue la curva circular, sin embargo, su trayectoria no se muestra.

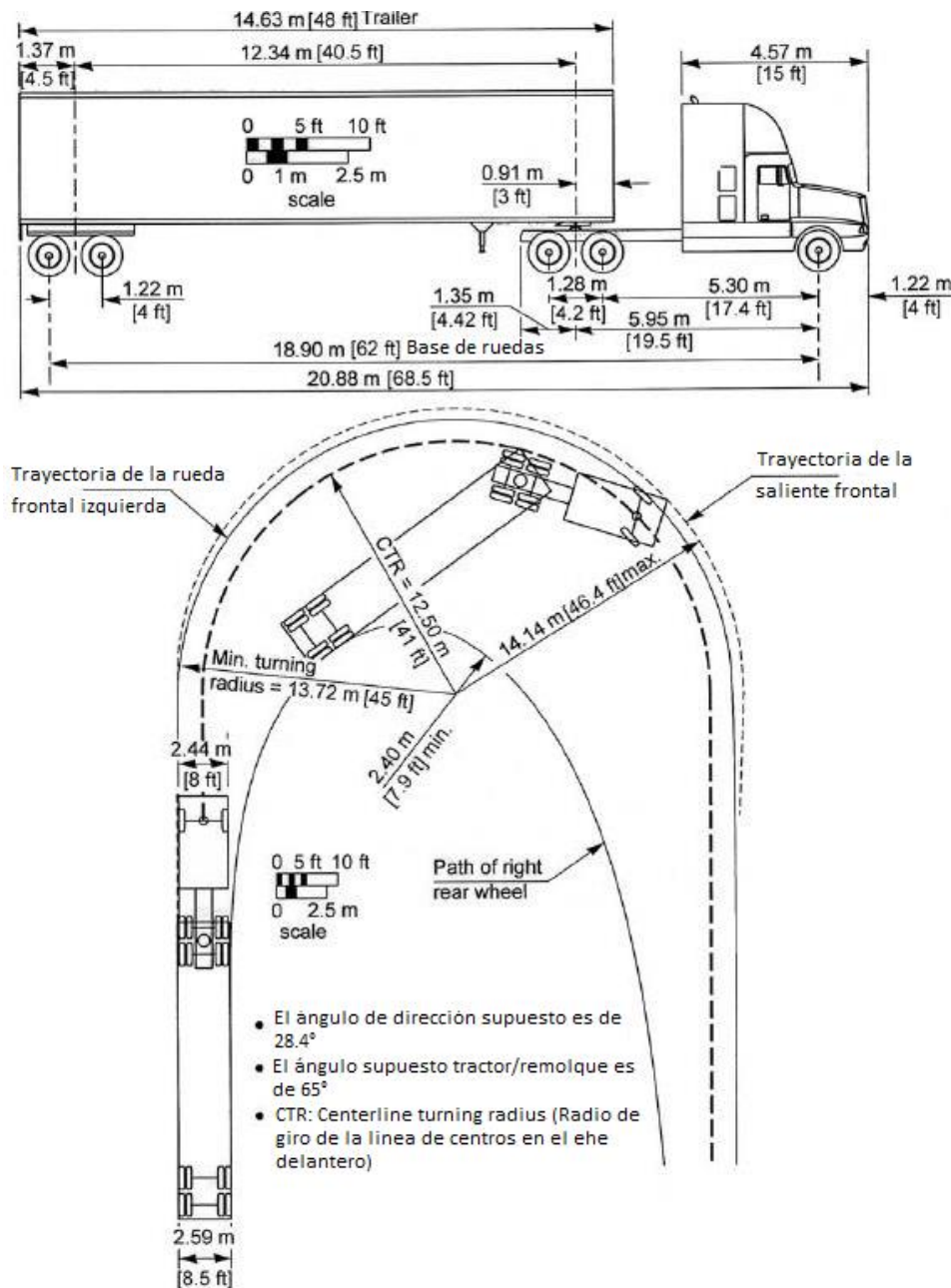


Figura 2.23. Trayectoria mínima de giro para el vehículo de diseño WB-62 [14].



2.9.2 Diseño de la intersección vial.

Antes de realizar el estudio del diseño geométrico de la intersección, se debe considerar el estudio de volúmenes de tránsito para después seleccionar el diseño más conveniente según: la categoría de las vías que se cruzan, el espaciamiento entre intersecciones, y las condiciones topográficas.

Una vez que se seleccione la mejor alternativa se debe aplicar criterios específicos para diseñar cada uno de los elementos de la intersección. Para realizar el diseño definitivo de la intersección se presenta las siguientes consideraciones:

- Los volúmenes de tránsito de diseño se deben proyectar a diez y veinte años, y corresponder a los períodos horarios de máxima demanda.
- Los análisis operacionales, capacidad, nivel de servicio, área de entrecruzamiento, etc., se deben realizar preferiblemente con los criterios establecidos en el HCM 2010.

Algunos conceptos para el diseño de intersecciones se presentan a continuación [1]:

- Priorización de los movimientos. los movimientos más importantes deben tener preferencia sobre los secundarios.
- Sencillez y claridad. Las intersecciones no deben presentar algún inconveniente para el conductor.
- Separación de los movimientos. A partir de los resultados de ingeniería de tránsito, según los flujos de diseño determinados para cada caso, puede ser necesario dotar algunos movimientos con vías de sentido único, completándola con carriles de aceleración o desaceleración si fuera necesario.
- Visibilidad. La velocidad de los vehículos que acceden a la intersección debe limitarse en función de la visibilidad, incluso llegando a la detención total.
- Perpendicularidad de las trayectorias. Las intersecciones en ángulo recto son las que proporcionan las mínimas áreas de conflicto.
- Paralelismo de las trayectorias al converger o divergir. Los vehículos que se incorporen o salgan de una vía deberán hacerlo con ángulos de 10° y 15° .
- Control de los puntos de giro. Una canalización adecuada permite evitar giros en puntos no convenientes.
- El ángulo de entrada (α) debe estar comprendido entre sesenta y noventa grados ($60^\circ - 90^\circ$).
- El Radio mínimo de las curvas debe corresponder al Radio mínimo de giro del vehículo de diseño seleccionado.
- La pendiente longitudinal de las calzadas que confluyan, debe ser en lo posible, menor de cuatro por ciento (4.0 %) para facilitar el arranque de los vehículos que acceden a la calzada principal.



- Salvo que la intersección se encuentre en terreno plano, se debe diseñar en la calzada secundaria una curva vertical cuyo PTV que coincida con el borde de la calzada principal y de longitud superior a treinta metros (30 m).
- La intersección debe satisfacer la Distancia de visibilidad de cruce (DC).

2.9.3 Elementos Básicos para el diseño.

Alineamiento horizontal

El mejor alineamiento en una intersección a nivel se tiene cuando las vías se cruzan en un ángulo de 90° o aproximado [15]. Se debe considerar evitar la creación de curvas horizontales de radio corto, ya que estas curvas llevan a que los conductores invadan las secciones de los carriles opuestos. Para la intersecciones en ángulo agudo la referencia [14] en la figura. 9-18, plantea algunas soluciones de realineamiento.

Alineamiento Vertical

Debe asumirse una combinación de líneas de pendiente que faciliten el control del vehículo por parte del conductor. De preferencia las pendientes no deben ser mayores que el 3% para no alterar la distancia de parada o de aceleración, caso contrario, donde se pueda evitar que la pendiente sea menor al 3% la distancia de parada y de aceleración debe ser ajustada a condiciones equivalentes del terreno horizontal. No se recomienda realizar intersecciones con más del 6% de pendiente [14].

Si es necesario ajustar las pendientes para los accesos de una intersección, es preferible que la pendiente de la vía principal se prolongue a través de la intersección y que el camino secundario se modifique, con objeto de obtener un empalme fluido y un drenaje adecuado.

La combinación del alineamiento vertical con el horizontal para una intersección debe producir carriles de tránsito de manera que los conductores vean en todo momento y entiendan claramente la ruta que deben seguir para cualquier dirección deseada, sin la aparición repentina de peligros potenciales [15].

Elementos Canalizadores (Islas).

La manera más efectiva para mejorar las condiciones de tránsito vehicular en una intersección a nivel es la canalización del tránsito. Las canalizaciones se representan con islas que sirven para el manejo, separación de conflictos en las intersecciones y ayudan como refugio para peatones. Las islas están situadas entre carriles de circulación. Existen 2 formas de representar una isla en una intersección mediante marcas viales y mediante elevaciones en la superficie. Las características y tamaños de las islas se encuentran en [13] pág. 8A. y en [2] pág. 179.

Tipos de islas:

- Separadoras. Separan carriles de sentidos iguales u opuestos a la circulación.
- Direccionales. De forma triangular. Indican la ruta por donde debe seguir al conductor.
- Refugios. Destinada al resguardo de peatones.

La ASSHTO define a este tema como el trazado de carriles para las intersecciones a nivel [14] pág. 625. y se refiere a las canalizaciones en la pág. 690.

Carriles de cambio de velocidad.

Carriles de aceleración

Se realiza un carril de aceleración para que los vehículos que se incorporan a la vía principal por un ramal de entrada o de enlace lleguen a la misma velocidad que los vehículos que estén circulando, el carril de aceleración debe ser paralelo a la calle principal. En la Figura 2.24 se representa un carril de aceleración. En la Tabla 6.1 de [2] se especifican los valores de dimensionamiento para un carril de aceleración.

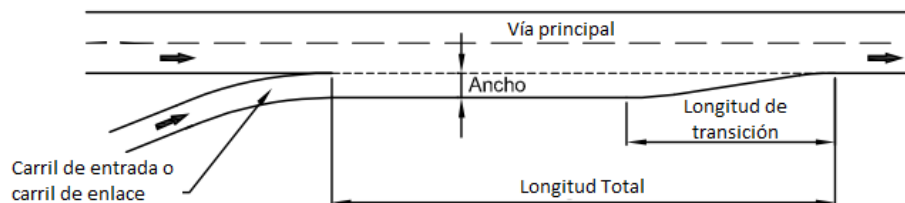


Figura 2.24. Carril de aceleración [1].

Carriles de desaceleración.

Se realiza un carril de desaceleración para que los vehículos que se incorporan a una vía secundaria por un ramal de entrada o de enlace puedan reducir la velocidad hasta llegar a dicha vía. En la Figura 2.25 se representa un carril de desaceleración. En la Tabla 6.2 de [2] se especifican los valores de dimensionamiento para un carril de desaceleración.

Carriles centrales de desaceleración.

Se realiza un carril central de desaceleración para que los vehículos que giran a la izquierda desde la vía principal, están situados generalmente en el centro de la carretera. Los trazados mínimos para estos carriles se exponen en [1] pág. 157 y [2] pág. 182.

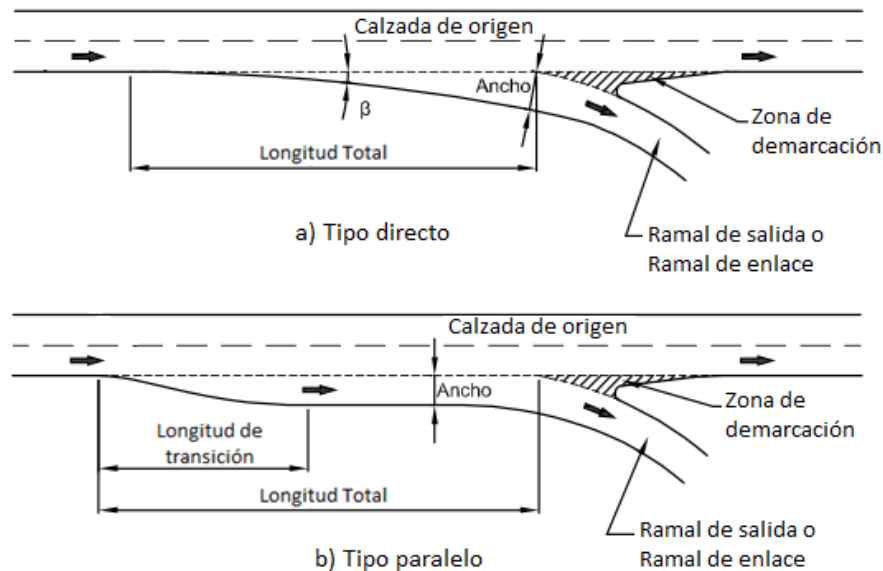


Figura 2.25. Carriles de desaceleración [1].

Secciones transversales en una intersección.

ASSHTO presenta un método para calcular las secciones transversales en una intersección, la gradiente máxima que se puede alcanzar en un giro en una intersección es del 10% esto es para casos extremos. La Tabla 2.23, presenta los gradientes que deben usarse para secciones transversales según la velocidad de diseño y el ancho de pavimento para dar vuelta en las intersecciones. Las figuras 9-45, 9-46, 9-47 y 9-48 de [14] presenta un esquema de las secciones transversales para algunos tipos giros en las intersecciones.

Tabla 2.23. Gradientes máximas relativas para giros [14].

Metric				US Customary			
Design speed (km/h)	Effective maximum relative gradient (%)			Design speed (mph)	Effective maximum relative gradient (%)		
	Rotated width (m)				Rotated width (ft)		
	3.6 m	5.4 m	7.2 m		12 ft	18 ft	24 ft
20	0.80	0.96	1.00	15	0.78	0.94	1.00
30	0.75	0.90	1.00	20	0.74	0.89	0.99
40	0.70	0.84	0.93	25	0.70	0.84	0.93
50	0.65	0.78	0.87	30	0.66	0.80	0.88
60	0.60	0.72	0.80	35	0.62	0.75	0.83
70	0.55	0.66	0.73	40	0.58	0.70	0.77
80	0.50	0.60	0.67	45	0.54	0.65	0.72
90	0.47	0.57	0.63	50	0.50	0.60	0.67
100	0.44	0.53	0.59	55	0.47	0.57	0.63
110	0.41	0.49	0.55	60	0.45	0.54	0.60
120	0.38	0.46	0.51	65	0.43	0.52	0.57
130	0.35	0.42	0.47	70	0.40	0.48	0.53
				75	0.38	0.46	0.51
				80	0.35	0.42	0.47

Distancia de visibilidad en intersecciones.

Es la distancia necesaria para que el conductor de un vehículo observe cualquier señal o acceso de la intersección sin obstáculos y tenga el tiempo necesario para realizar una parada, reducir la velocidad o acelerar para evitar colisiones con otros vehículos o peatones. El tipo de señal o ramal dependerá del tipo de control de la intersección. En la referencia [14] pág. 254 y [15] pág. 255 se tratan todos los casos referentes a este tema.

Para cada caso, la relación espacio-tiempo-velocidad determinará el triángulo de visibilidad libre de obstáculos que debe existir para cada tipo de intersección. Se presentan distancias mínimas de acuerdo a la velocidad de diseño de 50 km para este trabajo y según el tipo de control en cada intersección. La Figura 2.26 esquematiza algunos de los casos que se encuentran en las referencias presentadas.

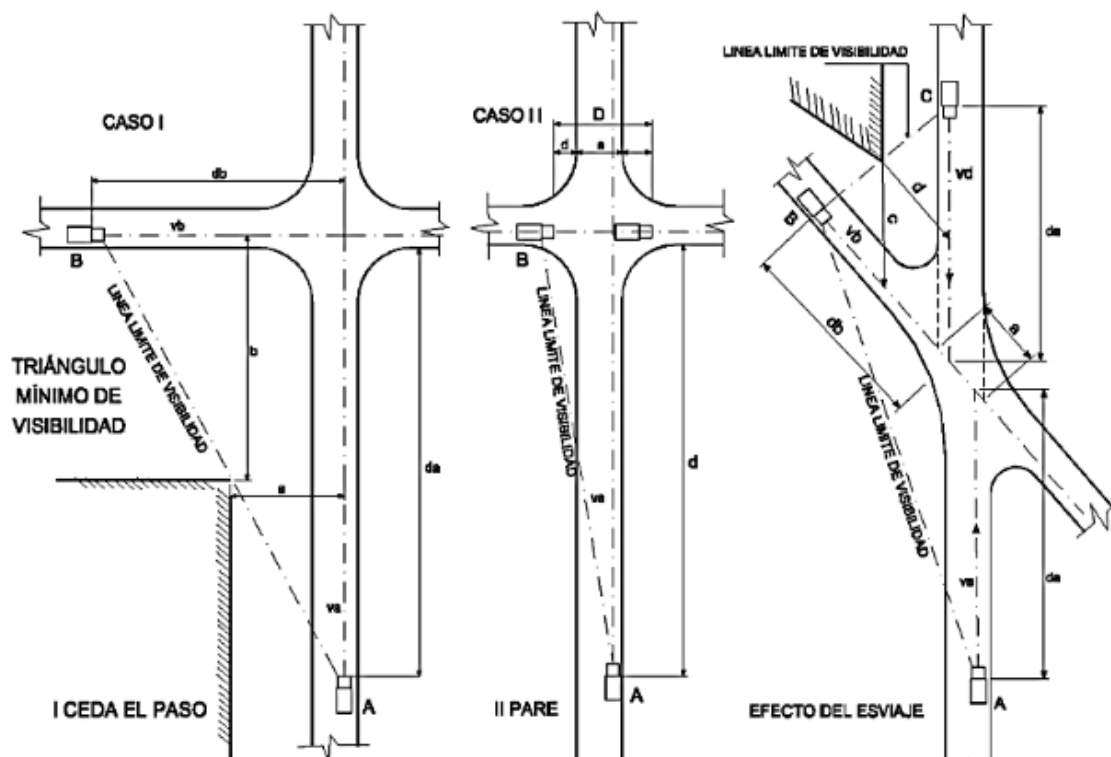


Figura 2.26. Casos para el cálculo de distancia de visibilidad en Intersecciones [1]

Según el tipo de control de la intersección se pueden presentar varias situaciones:

- Intersecciones sin control: donde se debe proporcionar la distancia suficiente de visibilidad que permita a los conductores de vehículos ajustar la velocidad cuando vea un vehículo que cruza. Caso 1, Tabla 9-51 [14].
- Intersecciones controladas por letrero para ceder el paso: Requiere que el vehículo que circula la vía secundaria ceda el paso a los de la vía, por lo tanto, la



distancia de visibilidad a la derecha e izquierda debe ser suficiente para el conductor del vehículo de la vía secundaria. Tabla 9-60 y Tabla 9-61 de [14].

- Intersecciones controladas por disco pare: Giro a la izquierda, giro a la derecha y maniobra de cruce desde la vía secundaria. Los conductores de vehículos deben tener la distancia de visibilidad suficiente para partir seguramente desde la posición de pare. Caso 2, [14] pág. 661.
- Intersecciones donde todos los accesos son controlados por disco pare o por semáforos, Tabla 9-64 de [14].
- Intersecciones donde existen giros a la izquierda desde la vía principal, Tabla 9-67 de [14].

Curvas en las intersecciones a nivel

El ángulo de giro, la velocidad al dar la vuelta, el vehículo de diseño y el volumen de tránsito son los principales factores que influyen en el diseño de curvas en las intersecciones a nivel. Existen tres tipos de diseño empleados: la curva simple, la curva simple con estrechamiento y la curva compuesta de tres centros. Las dimensiones mínimas para este tipo de curvas se exponen en [14] de la Figura 9-21 a Figura 9-28 y de la Tabla 9-19 a la Tabla 9-20.

Anchos mínimos de pavimento de las calzadas para dar vuelta en las intersecciones a nivel.

Es necesario incrementar el ancho de la calzada para dar vuelta cuando se espera que la velocidad sea mayor a 15 millas/hora. Se emplea 3 clasificaciones del ancho de pavimento [14]:

- Caso 1: Operación de un carril en un sentido sin tomar en cuenta el rebase de un vehículo averiado.
- Caso2: Operación de un carril en un sentido tomando en cuenta el rebase de un vehículo averiado
- Caso3: Operación de 2 carriles, ya sea en un sentido o en dos sentidos.

La Figura 2.27 presenta como calcular el ancho apropiado del pavimento, para cualquier vehículo de diseño. También pueden utilizarse las tablas 7.4 y 7.5 de [15] para obtener el ancho apropiado.

2.9.4 Diseño geométrico de Rotondas

Una rotonda es una intersección circular que suministra un patrón circular de tránsito, con una reducción apreciable de los puntos de conflicto de cruce. La referencia [16] describe tres tipos de rotondas: rotondas de gran tamaño, rotondas de pequeño tamaño y distribuidores viales circulares. Se debe considerar los siguientes aspectos en una rotonda:

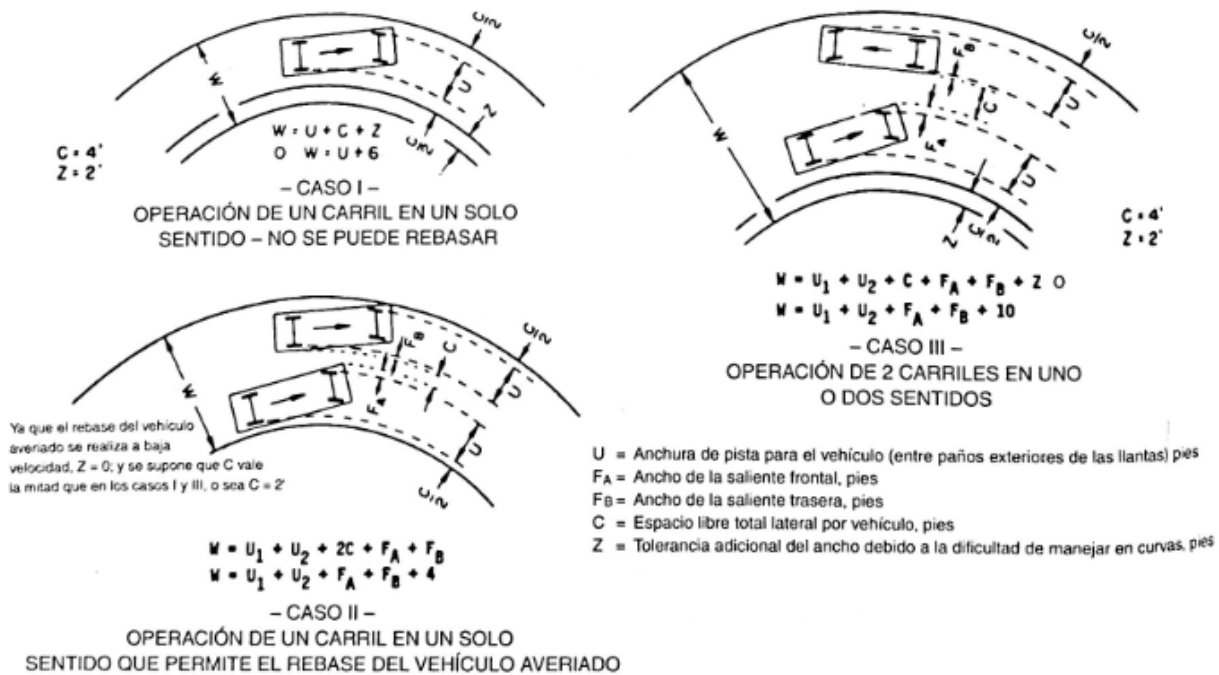


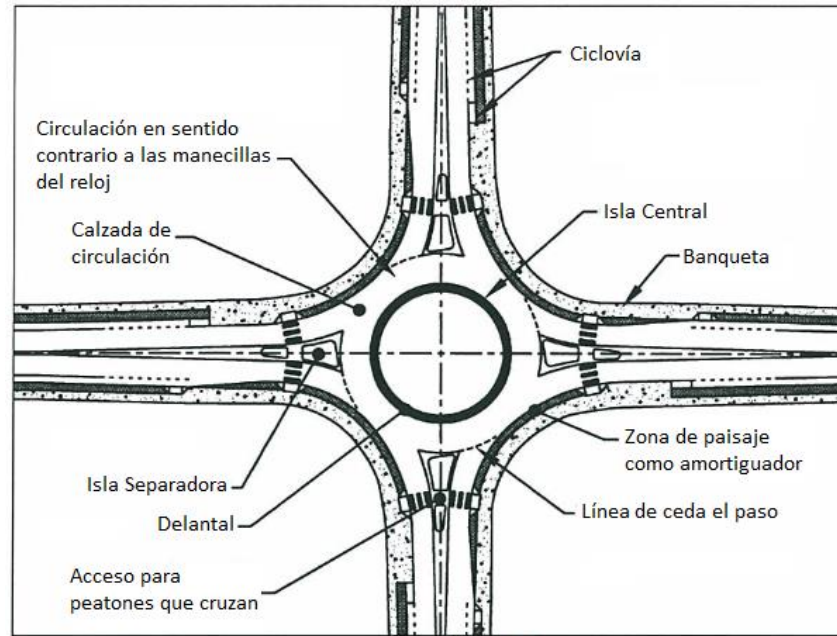
Figura 2.27. Anchura de pista y saliente para los vehículos de diseño que operan en las curvas [15].

- Tener claro las características geométricas de la rotonda, Figura 2.28.
- Velocidades a través de una rotonda. La Figura 2.29 muestra las velocidades de operación típicas de aproximación para una rotonda. Se recomienda las velocidades de diseño para una rotonda según la tabla 6-4 de [16].
- Trayectorias de vehículos. Para determinar la velocidad de una rotonda, se dibuja la trayectoria más rápida permitida por la geometría. La línea central de la trayectoria del vehículo se dibuja con las siguientes distancias: 1,5 m (5 pies) de un borde de hormigón, 1,5 m (5 pies) de una línea central de la carretera, y 1,0 m (3 pies) de una línea de borde pintado, las figuras 6-5, 6-6 y 6-7 de [16] esquematizan estas distancias en las rotondas.
- Relación velocidad-curvatura: La ecuación (2-118) se puede usar para calcular la velocidad de diseño para un radio de trayectoria de recorrido dado. Se recomienda que el peralte sea del -2% como se muestra en la figura 7 y el factor de fricción como le recomienda AASHTO o en la figura 6-8 de [16].

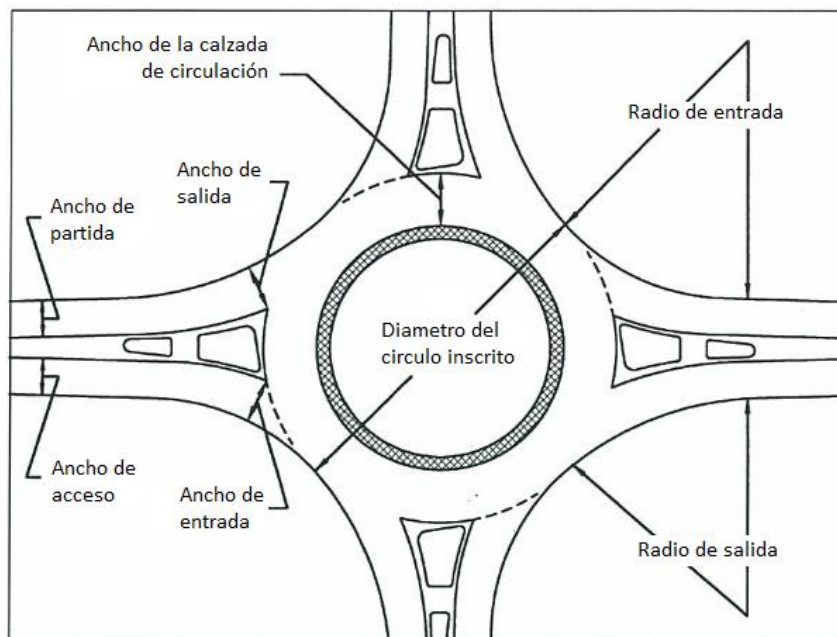
$$V = \sqrt{127R(e + f)} \quad (2-118)$$

Donde:

V = Velocidad de diseño (km/h)
 R = Radio (m)
 e = Peralte (m/m)
 f = Factor de fricción lateral.



a) Características de las rotondas



b) Dimensiones de las rotondas

Figura 2.28. Características y Dimensiones para una rotonda [16].

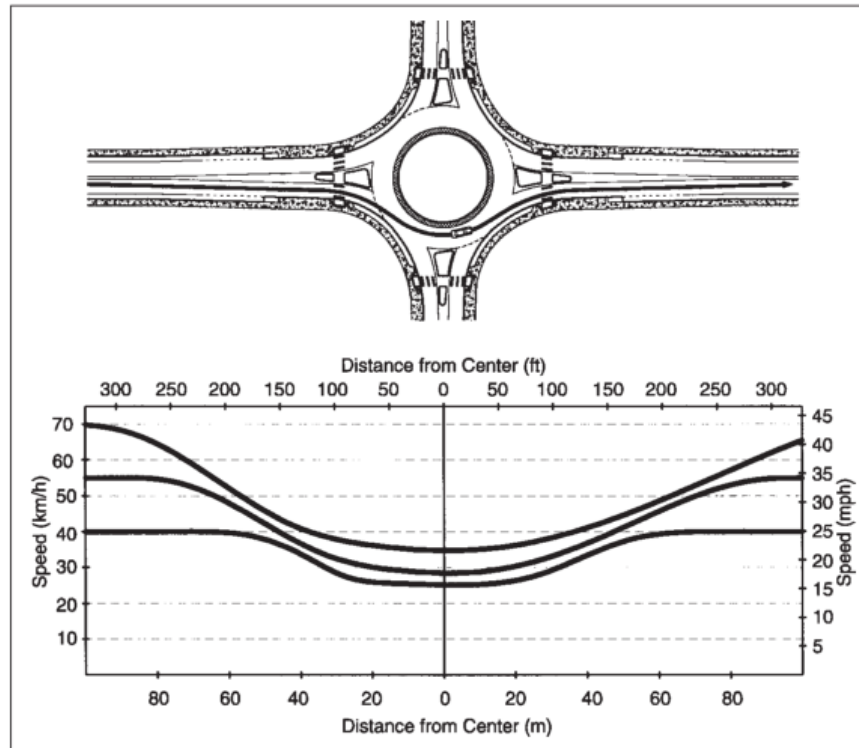


Figura 2.29. Ejemplo del perfil de la velocidad teórica [16].

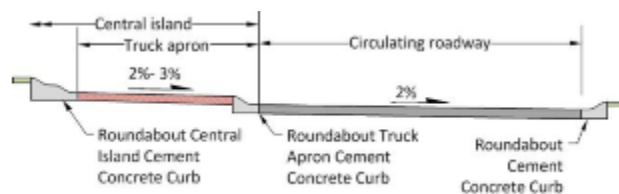


Figura 2.30. Sección típica para el carril de circulación [17].

2.9.4.1 Distancia de visibilidad en una rotonda.

La distancia de visibilidad es una consideración importante en las rotondas. Restringir la distancia de visibilidad a través de la isla central con un paisaje estratégico puede mejorar la intersección al alentar velocidades más bajas. Las velocidades previstas en toda la rotonda se pueden calcular utilizando la Figura 2.31, en base al radio y la dirección de la curva en particular. Se supone que estas distancias siguen la curvatura de la calzada, por lo que no se miden como líneas rectas sino como distancias a lo largo del camino vehicular.

Las distancias de visibilidad más largas pueden conducir a velocidades más altas del vehículo reduciendo la seguridad para todos los usuarios de la carretera. En rotondas, se debe proporcionar a los vehículos que entran una visión clara del tráfico que circula en la calzada y en el acercamiento ascendente inmediato, para poder realizar una

maniobra de ingreso aceptable. La distancia de visibilidad de la intersección en las rotondas se muestra en la Figura 2.32 y se esquematiza en la Figura 2.33.

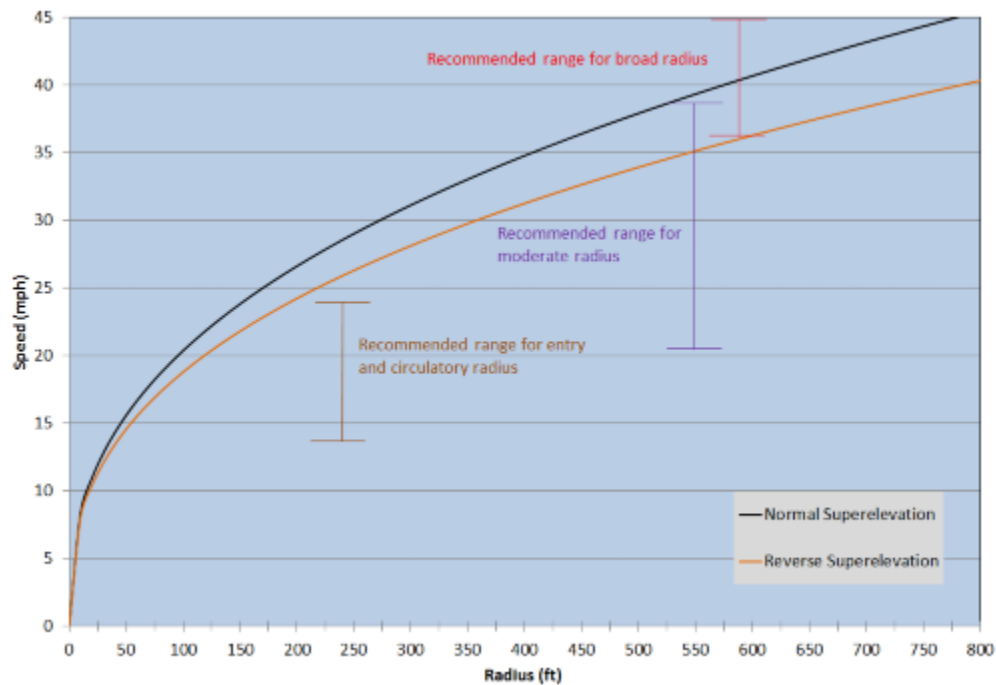


Figura 2.31. Relación Radio-Velocidad en rotondas [17].

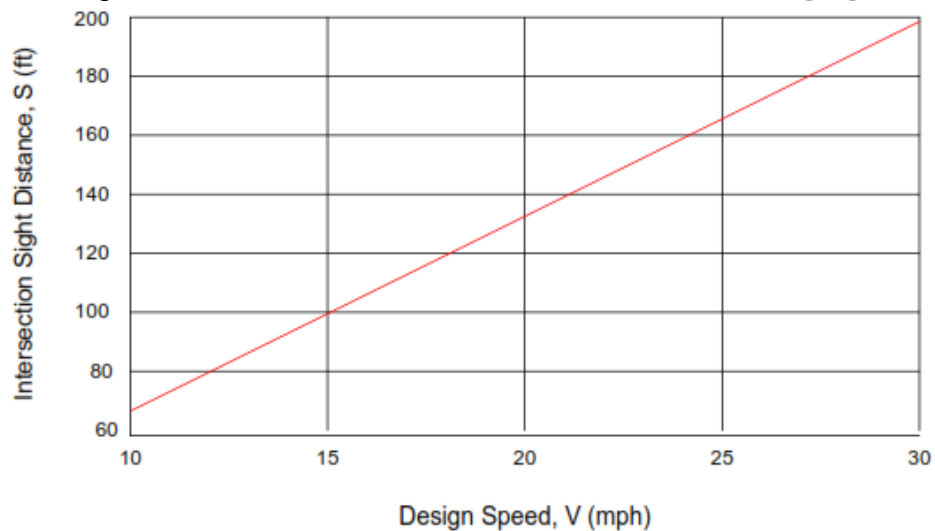


Figura 2.32. Distancia de visibilidad en rotondas [17].

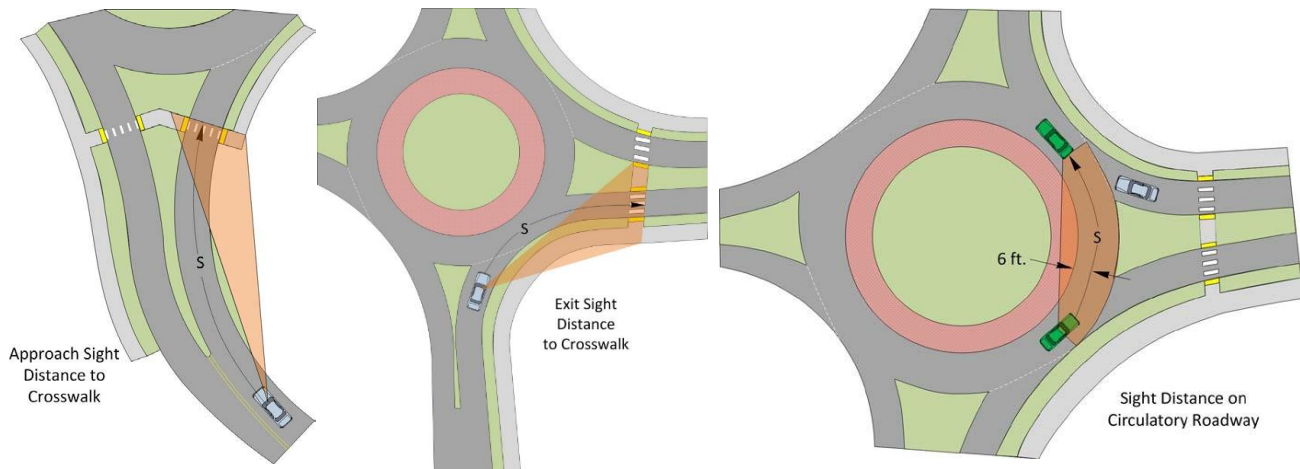


Figura 2.33. Esquema de la distancia de visibilidad en una rotonda [17].

2.9.5 Diseño geométrico de Intercambiadores

Criterios Básicos de diseño

Se debe partir de los resultados del estudio de Ingeniería de Tránsito. Los criterios para el diseño geométrico de los elementos de la intersección son los siguientes:

- Carriles de cambio de velocidad. Aplicando los criterios mencionados en este trabajo.
- Segmento central de un ramal de enlace. Para el diseño del segmento central se debe establecer la Velocidad Específica del segmento central del ramal de enlace " V_{RE} ". Se presentan valores de esta velocidad según las velocidades de origen y destino en las Tabla 2.24 y Tabla 2.25.
- Con el valor de la V_{RE} se debe diseñar el segmento central del acceso siguiendo los criterios generales establecidos en el presente trabajo para el diseño en planta, perfil y sección transversal. Si el intercambiador sirve a un solo carril, el ancho debe ser cinco metros [2].
- Sección de entrecruzamiento. Se debe atender a la longitud mínima de la sección de entrecruzamiento. En la Tabla 2.26 se presentan las longitudes mínimas en función del volumen de vehículos que se entrecruzan.

Tabla 2.24. Velocidad Especifica del segmento central del ramal de enlace (VRE) cuando $\Delta < 180^\circ$ (km/h) [2].

VELOCIDAD ESPECÍFICA DE LA CALZADA DE ORIGEN (km/h)	VELOCIDAD ESPECÍFICA DE LA CALZADA DE DESTINO (km/h)								
	40	50	60	70	80	90	100	110	120
40	25	25	30	30	30	35	35	40	40
50	30	35	35	40	40	40	40	45	45
60	30	35	35	40	40	40	40	45	45
70	40	45	45	50	50	50	50	50	50
80	40	45	45	50	50	50	50	50	50
90	60	60	60	60	60	60	60	60	60
100	60	60	60	60	60	60	60	60	60
110	70	70	70	70	70	70	70	70	70
120	70	70	70	70	70	70	70	70	70

Tabla 2.25. Velocidad Especifica del segmento central del ramal de enlace (VRE) cuando $\Delta \geq 180^\circ$ (km/h) [2].

VELOCIDAD ESPECÍFICA DE LA CALZADA DE ORIGEN (km/h)	VELOCIDAD ESPECÍFICA DE LA CALZADA DE DESTINO (km/h)									
	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
40	25	25	25	25	25	30	30	30	30	
50	30	30	30	30	30	35	35	35	35	
60	30	30	30	30	30	35	35	35	35	
70	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
80	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
90	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
100	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
110	50	50	50	50	50	50	50	50	50	
120	50	50	50	50	50	50	50	50	50	

Tabla 2.26. Longitudes mínimas de entrecruzamiento [2].

VOLUMEN DE ENTRECruzAMIENTO (ade/h)	LONGITUD MÍNIMA DE LA SECCIÓN DE ENTRECruzAMIENTO (m)
1.000	75
1.500	120
2.000	200
2.500	290
3.000	410
3.500	565

3. ANÁLISIS DE TRANSITO.

3.1 Recolección de información vehicular

Conteos Vehiculares Y Registro de Placas

El conteo vehicular de la intersección se realizó el día jueves 2 de junio del 2016 con normalidad desde las 06H00 hasta las 20H00 en lapsos de 15 minutos; se necesitaron 10 estaciones, y se ubicó a 1 persona en cada estación. Por otro lado, el registro de

placas se realizó el día jueves 19 de mayo en tres horarios de 07h00 a 09H00, 12h00 a 14H00 y 17H00 a 20H00, en lapsos de 15 minutos; se ubicó a 2 personas por cada estación de la Av. de las Américas (E1, E2, E4 Y E5), a una persona por cada estación de la Av. Paseo Rio Machángara (E6 y E7), a una persona para la Av. Del Toril (E8in y E8out) y otra para la Av. De la Independencia (E3in Y E8out). El lugar donde se ubicaron las estaciones se esquematiza en la Figura 3.1. Los formatos que se utilizaron para el conteo y registro de placas se encuentran en el Anexo 1. Para referirse a cualquier acceso o salida se llamará con el nombre de cada estación según la Figura 3.1.

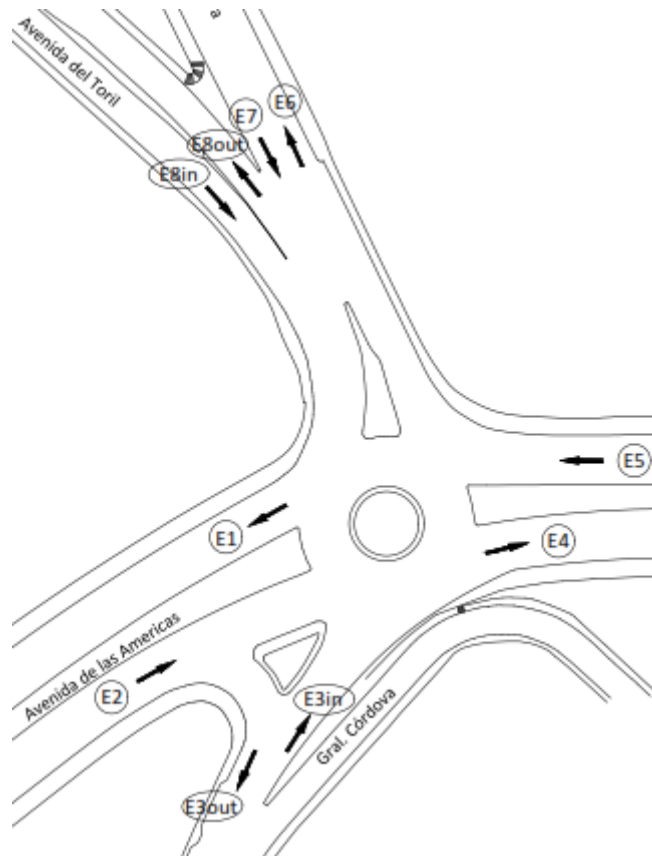


Figura 3.1. Esquema de la ubicación de las Estaciones.

De la misma manera el conteo de peatones se realizó el día 12 de enero del 2017 en un solo horario de 12H00 a 13H00 en lapsos de 15 minutos, debido a la gran cantidad de peatones que cruzan la intersección en este periodo de tiempo como se evidencio en los días de conteo y registro de placas. Se necesitaron solamente 2 personas, una que contara los cruces Norte-Sur y otra para los cruces Este-Oeste.

Cabe recalcar que el conteo vehicular se repitió, debido al porcentaje de error obtenido con los datos del primer conteo. La información errónea hubiera generado discrepancias con los datos obtenidos del registro de placas.



Además de la información levantada en la intersección, la metodología expuesta en el Capítulo 2 necesita también:

- El conteo automático de los siete días de la semana (Anexo 4).
- La tasa de motorización de vehículos livianos para la provincia del Azuay de los últimos 50 años.
- La población de la provincia del Azuay de los últimos 50 años.
- El consumo de combustible para la provincia del Azuay de los últimos 50 años.
- Las coordenadas de los Hitos que se encontraron en la intersección.

Para conseguir estos datos se realizó los trámites respectivos en las diferentes Empresas públicas y privadas.

3.2 Análisis de la información recolectada.

De los datos recolectados se realizó el ajuste del conteo vehicular y su respectivo ajuste para que el número de vehículos que entra sea igual al que sale. La tabla del conteo vehicular ajustado para los ingresos y las salidas se presenta en el Anexo 2. Con los datos del conteo manual se evidencio que la hora pico para el día del conteo se encontraba en el periodo de 7h15 a 8h15 de la mañana, con un flujo de demanda total de 5328 veh/h.

También se realizó la compatibilización de placas de todas las entradas y salidas para obtener la matriz Origen-Destino (Anexo 3.a). Esta matriz se proyecta al flujo de la hora pico (5328 veh/h) y se presenta en el Anexo 3.b. Cabe mencionar que se utilizó solo la matriz que resulto de las compatibilizaciones de la mañana, puesto que la hora pico se encontraba en este lapso de tiempo. Para la compatibilización se comparó cada una de las placas de cada entrada con todas las placas de las salidas que se encontraban en un lapso de 10 minutos más y 5 minutos menos de la hora en que la placa entra a la intersección.

3.2.1 Cálculo del TPDA y Proyecciones.

Para el cálculo del TPDA se empleó la metodología descrita en la sección 2.2. Los datos empleados para obtener el TPDA del 2017 y las proyecciones de los volúmenes del tráfico para el periodo de diseño de 20 años son los siguientes:

- Conteo manual del tráfico de la intersección Av. de las Américas y calle Paseo Rio Machángara (Anexo 2)
- Conteo automático de la intersección Av. de las Américas y calle Paseo Rio Machángara (Anexo 4)
- Registro de censos poblacionales (Anexo 5) y proyección de la población de la provincia del Azuay, el cantón Cuenca y la ciudad de Cuenca (Anexo 6)
- Consumo de combustibles en la provincia del Azuay (Anexo 7)

La Tabla 3.1 muestra los factores que se utilizaron para este cálculo.



Tabla 3.1. Factores utilizados para el cálculo del TPDA

Factor Horario	F.H.	1.196
Factor Diario	F.D.	0.954
Factor Semanal	F.S.	1.071
Factor Mensual	F.M	1.010
Factor Total	F. TOTAL	1.235

La tasa de crecimiento vehicular obtenida mediante el modelo logístico se presenta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Tasa de crecimiento vehicular

TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR			
PERIODO	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
	%	%	%
2017-2022	4.68	2.15	2.15
2022-2027	4.38	2.15	2.15
2027-2032	4.13	2.15	2.15
2032-2037	3.92	2.15	2.15

La Tabla 3.3 muestra un resumen del tráfico observado durante el periodo de 14 horas del conteo manual y la Tabla 3.4 el tráfico ajustado para el TPDA del 2017. Mientras que en la Figura 3.2 se muestra un esquema de los flujos de demanda en la intersección con sus respectivas proyecciones para el periodo de diseño de 20 años (Anexo 8).

Tabla 3.3. Resumen del tráfico observado durante el conteo manual

RESUMEN DE TRAFICO OBSERVADO T.O. (14 HORAS)						
Estación	E1	E2	E3	E4	E5	INTERSECCION
Livianos	19783	1814	17484	12339	3426	54846
Buses	624	276	862	491	29	2281
Camiones 2E	1442	59	1563	992	418	4475
TOTAL	21848	2149	19909	13822	3873	61602

Tabla 3.4. Resumen del TPDA calculado para el 2017

RESUMEN DE TPDA 2017						
Estación	E1	E2	E3	E4	E5	INTERSECCION
Livianos	24432	2240	21593	15239	4232	67736
Buses	770	341	1065	606	35	2817
Camiones 2E	1780	74	1930	1226	516	5527
TOTAL	26983	2654	24589	17071	4784	76080

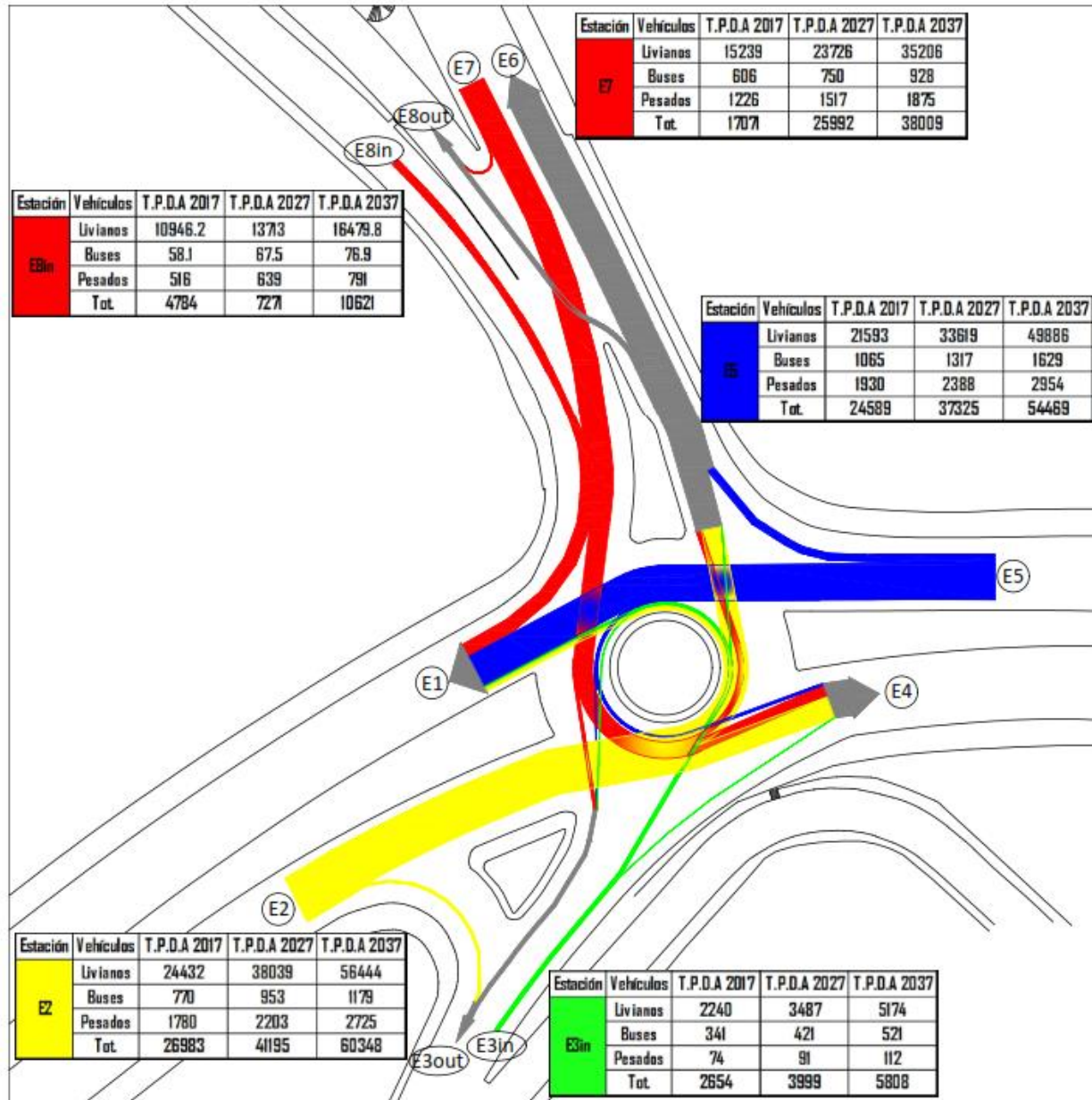


Figura 3.2. Esquema de Flujos que ingresan a la Intersección.

3.3 Evaluación del tránsito de la intersección

En esta sección se procederá a la evaluación del tránsito de la intersección para el estado actual, como también de las alternativas que fueron propuestas para solucionar el problema de congestión vehicular presente en la intersección. En la Tabla 3.5 presentada a continuación, se muestra datos generales que se usaran para la evaluación de la situación actual y las alternativas, donde se incluye:

- El Factor Horario de Máxima Demanda (FHMD), el cual debe ser el mismo para todos los accesos con la finalidad de obtener volúmenes de demanda que

concuenden con los volúmenes reales que se producen en el periodo de análisis de 15 min.

- El porcentaje de vehículos pesados (%VP) se obtuvo del conteo manual (Anexo 2).
- El Pasajero equivalente por Vehículo Pesado (Peq/VP), según la Tabla 2.13.
- y el factor de ajuste del vehículo pesado (f_{HV}), que se calcula mediante la Ecuación (2-103).
- Conteo Peatonal de la Hora de máxima demanda para peatones (n_{ped}).

Tabla 3.5. Datos Generales para el Estudio de Transito.

Acceso	FHMD	%VP	Peq/VP	f_{HV}	n_{ped}
E2	0.95	8.00%	2	0.926	205
E3 in	0.95	14.00%	2	0.877	381
E5	0.95	13.00%	2	0.885	476
E7	0.95	8.00%	2	0.926	105

3.3.1 Evaluación de la situación actual.

La intersección actual es controlada por una Rotonda circular, con 4 accesos controlados por señales de “CEDA EL PASO” como cualquier intersección de este tipo. El acceso de la Av. Del Toril (E8in) es controlado por un disco PARE. Sin embargo, esta avenida llega primero a la Av. Ruta Machángara, por lo cual el flujo del acceso norte es igual a la suma de los flujos estas avenidas. En la Figura 3.2 se muestra en color rojo que los flujos de las Estaciones E8in Y E7 se unen al entrar a la rotonda.

Con respecto a la geometría actual, del levantamiento topográfico que se realizó, se obtuvieron las siguientes medidas para:

- La Av. De las Américas tiene un ancho total de 34m, que se distribuye en 2 veredas de 4m, 2 cunetas de 0.4m, 2 calzadas de 10m conformadas por 3 carriles de 3.33m cada una, y un parterre de 5.2m. Las pendientes son del 3.00% en sentido S-N y 2.50% en sentido N-S. El bombeo varía entre el 1.5% y el 2%. Tiene una canalización vehicular a la derecha que proviene del acceso E2.
- La Av. De la Independencia tiene un ancho total de 17m, que se distribuye en 2 veredas de 4m, y 1 calzada de 9m con 2 carriles de 4.5m para cada sentido de flujo vehicular. A medida que se aproxima a la rotonda el ancho de esta avenida aumenta y disminuye los anchos de vereda, Esto se debe a que en esta avenida desemboca la Calle General Córdova y la canalización que proviene del acceso E2. Pero al llegar a la rotonda el ancho de la calzada es de 9.3m aproximadamente, puesto que se encuentra la isla formada por la canalización. La Pendiente de ingreso a la rotonda es de -0.70%. El bombeo es del 2% aproximadamente. No tiene canalizaciones vehiculares.
- La Av. Ruta Machángara tiene un ancho total de 18.3m, que se distribuye en 2 veredas de 3,05m, y calzada de 12,2m con 4 carriles de 3.05m, 2 para cada sentido de flujo vehicular. De la misma manera al aproximarse a la rotonda, el

ancho del acceso de esta avenida aumenta siendo de 11m al llegar a la rotonda. La pendiente de ingreso a la rotonda es de -1.5% aproximadamente, mientras que el bombeo esta por el 2%. No tiene canalizaciones vehiculares.

- La Av. Del Toril tiene un ancho total de 19.68m, que se distribuye en 2 veredas de 1.75m para el acceso y 1.95m para la salida, 2 calzadas de 7,06m conformadas por 2 carriles de 3,53m cada una y un parterre de 1.90m. A medida que se aproxima a la Av. Ruta Machángara los anchos de las calzadas disminuyen, llegando a ser de 6.50 y 6.10 para las calzadas de acceso y salida respectivamente. La pendiente con la que llega a la Av. Ruta Machángara es de -2.5% aproximadamente, mientras que el bombeo se presume que es del 2%. No tiene canalizaciones vehiculares.

El estudio de la situación actual se realiza con la metodología descrita en la sección 2.8. La Matriz Origen-Destino mostrada en la Tabla 3.6 es el resultado de la proyección de la Matriz O-D del Anexo 3.a al TPDA 2017 de 6580 veh/h. Donde se juntó los accesos E7 y E8in en uno solo (E7). Para la Tabla 3.6, los giros de E7 a E8out no se consideran en el análisis, puesto que no entran a la rotonda.

Tabla 3.6. Matriz O-D usada para el estudio actual de la intersección.

		SALIDAS				
ENTRADAS		E1	E3out	E4	E6	TOTAL
	E2	94	116	1135	1077	2422
	E3in	121	31	18	17	187
	E5	1720	13	80	496	2309
	E7	746	143	594	179	1662
	TOTAL	2681	303	1827	1769	6580

A partir de la Tabla 3.6 se calcula el volumen de demanda (V) con la Ecuación (2-102) y los flujos de demanda proyectados a vehículos pesados (Vpce) con la Ecuación (2-103). Los resultados se presentan en Tabla 3.7.

Tabla 3.7. Flujos de demanda y Flujos de demanda en VP para el estado actual.

Movimientos	v	V	fHV	Vpce
E2-E1	94	99	0.926	107
E2-E3out	116	122	0.926	132
E2-E4	1135	1195	0.926	1291
E2-E6	1077	1134	0.926	1225
E3in-E1	121	127	0.877	145
E3in-E3out	31	33	0.877	38
E3in-E4	18	19	0.877	22
E3in-E6	17	18	0.877	21
E5-E1	1720	1811	0.885	2046

E5-E3out	13	14	0.885	16
E5-E4	80	84	0.885	95
E5-E6	496	522	0.885	590
E7-E1	746	785	0.926	848
E7-E3out	143	151	0.926	163
E7-E4	594	625	0.926	675
E7-E6	179	188	0.926	203

Se procede a encontrar el Nivel de servicio y la demora para el estado actual de la intersección, los pasos que se siguieron se detallan en la Tabla 3.8, donde cada columna se describe a continuación:

- **Carril**, esta columna se refiere a los carriles que tiene cada acceso, representado el carril izquierdo por la letra L (Left), el Carril de derecho por la letra R (Right) y el carril central por la letra C. En algunos accesos se han juntado 2 carriles puesto que la metodología no evalúa rotondas con accesos de 3 carriles de; como se detalla en la sección 2.5.
- **Número de Carriles**, se refiere al número de carriles que se unieron para realizar el presente estudio, el cual influye en el cálculo de capacidad.
- **Asignación**, de acuerdo a la Tabla 2.14.
- **Vpce**, según la asignación de carril, se suman los flujos de acuerdo a la Tabla 2.15.
- **Vc**, Volumen conflictivo de circulación, para el acceso E2 se obtiene con la Ecuación (2-105), para los otros accesos la ecuación es parecida.
- **Cpce**, capacidad de cada carril de entrada, se utiliza la Ecuación (2-98) y (2-99).
- **C (veh/h)**, Capacidad convertida en vehículos por hora, se utiliza la Ecuación (2-108).
- **V (veh/h)**, Volumen convertido en vehículos por hora, se utiliza la Ecuación (2-107).
- **X (V/C)**, Relación Volumen-Capacidad, se utiliza la Ecuación (2-109).
- **Demora**, Demora promedio para cada carril, se utiliza la Ecuación (2-110).
- **LOS**, Nivel de Servicio, se utiliza la Tabla 2.12 y la demora calculada.
- **Cola**, es la cola que se produce en cada carril, se utiliza la Ecuación (2-113).

Tabla 3.8. Niveles de Servicio y Demoras para la intersección Actual.

Carril	No. Carriles	Asignación	Vpce	Vc	Cpce	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L y C	2	LT, TR	1939	1190	926	857	1795	2.09	515.0	F	123.0
E2 R	1	LT, TR	816	1190	491	455	756	1.66	332.6	F	45.0
E3in L	1	L, TR	183	3596	76	63	169	2.68	906.1	F	18.0
E3in R	1	L, TR	43	3596	91	76	40	0.53	93.7	F	3.0
E5 L	1	LT, TR	978	1739	307	269	905	3.36	1110.5	F	84.0
E5 R y C	2	LT, TR	1769	1739	669	588	1638	2.79	833.5	F	136.0
E7 L y C	1.5	L, TR	878	2447	270	250	813	3.25	1061.7	F	75.0



E7 R y C	1.5	L, TR	1011	2447	306	283	936	3.31	1085.5	F	86.0
Vex											
By-Pass E2	1	-	132	349	885	777	122	0.16	6.3	A	1.0

También se calcula los niveles de servicio y las demoras para cada acceso y para la rotonda en general, los resultados se exponen en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y para la rotonda en general.

		Demora (s/veh)	LOS
Hacia el N	E1	461.0	F
Hacia el O	E3in	751.6	F
Hacia el S	E5	932.1	F
Hacia el E	E7	1074.4	F
	Rotonda	791.6	F

De los resultados que podemos apreciar en la Tabla 3.8 y la Tabla 3.9, se confirma que el tránsito en la rotonda está colapsado, porque todos los accesos tienen un Nivel de Servicio F, además las demoras ascienden a 1074.4 segundos para el acceso E7 que es la el de la Av. Ruta Machángara y las Colas están en 136 vehículos para el carril derecho y central del acceso de la Av. De las Américas sentido Oeste-Este (E5). La canalización derecha del acceso E2 (By-pass E2), tiene un nivel de servicio A, con 6 segundos de demora. Sin embargo, se experimenta una mayor demora al querer ingresar a esta canalización por la presencia de 45 vehículos en cola en el carril derecho del acceso E2.

3.3.2 Evaluación de las alternativas.

Se han planteado diversas alternativas de solución para esta intersección, de las cuales han sido escogidas las mejores tres soluciones y se detallan a continuación.

3.3.2.1 Alternativa 1.

Posee un paso deprimido de 2 carriles en cada sentido de flujo vehicular para la Av. De las Américas, un paso elevado de 1 carril para los flujos que provienen del acceso E2 y llegan hasta la salida E6, una canalización derecha de dos carriles para los flujos que provienen del acceso E7 y E8in, que llegan a la salida E1, una canalización derecha de dos carriles para los flujos que provienen del acceso E5 y llegan a la salida E6 o E8out, Se conserva el redondel en la intersección donde todos los accesos tienen 2 carriles de entrada, con excepción del acceso E5 que tiene solo uno y se conserva la canalización derecha del flujo que proviene del acceso E2 y llega hasta la salida E3out. Se considera retornos de los flujos que entran por el acceso E7 y salen por E6, por el acceso E3 in y salen por E3out, y para los del acceso E8 in que salen por E8out. Para el estudio del

tránsito de esta alternativa, no se consideran los flujos E2-E4, E5-E1, E2-E6, E7-E1, E5-E6, E2-E3out y E3in-E4. La Tabla 3.10 muestra los volúmenes transformados a vehículos pesados que se utilizaran para el estudio de esta alternativa, también presenta los flujos proyectados cada 5 años hasta el 2037.

Tabla 3.10. Volúmenes en vehículos equivalentes proyectados hasta el 2037.

	TPDA 2017		TPDA 2022		TPDA 2027		TPDA 2032		TPDA 2037	
Giros	v	Vpce	v	Vpce	v	Vpce	v	Vpce	v	Vpce
E2-E1	96	109	120	136	147	167	178	202	215	244
E2-E3out	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E2-E4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E2-E8out	27	30	34	39	42	48	51	58	61	69
E3in-E1	124	149	154	185	189	227	229	275	276	332
E3in-E3out	4	5	6	7	7	8	8	9	10	13
E3in-E4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E3in-E6	19	23	23	27	28	33	33	40	41	49
E5-E1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E5-E3out	14	17	17	20	21	25	25	29	31	37
E5-E4	82	97	102	121	126	150	153	182	184	219
E5-E6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E7-E1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E7-E3out	146	166	182	207	224	255	272	309	327	372
E7-E4	609	692	758	862	929	1056	1129	1283	1360	1547
E7-E6	39	44	49	56	61	69	74	84	88	100

A partir de la Tabla 3.10, se puede encontrar el Nivel de servicio y las demoras de la Alternativa 1, para el TPDA 2017 y sus proyecciones cada 5 años, los cuales se presentan en la Tabla 3.11. Se recalca que existen canalizaciones de giro a la derecha de dos carriles para los accesos E5 y E7, donde la capacidad calculada con la ecuación (2-101) se duplica porque esta ecuación calcula la capacidad de un solo carril.

Tabla 3.11. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

TPDA 2017							
Carril	Vc o Vex	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L	1021	487	69	0.14	9.3	A	1
E2 R	1021	512	60	0.12	8.6	A	1
E3in L	972	426	135	0.32	13.9	B	2



E3in R	972	447	20	0.05	8.7	A	1
E5	360	622	101	0.16	7.7	A	1
E7 L	377	726	443	0.61	15.4	C	5
E7 R	377	740	393	0.53	12.9	B	4
By-Pass E2	188	816	125	0.15	6.0	A	1
By-Pass E3	789	457	19	0.04	8.4	A	1
By-Pass E5	97	1496	535	0.36	5.5	A	2
By-Pass E7	258	1608	806	0.50	7.0	A	3

TPDA 2022

Carril	Vc o Vex	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L	1273	403	86	0.21	12.4	B	1
E2 R	1273	429	76	0.18	11.1	B	1
E3in L	1214	369	168	0.46	19.9	C	3
E3in R	1214	393	24	0.06	10.1	B	1
E5	450	575	125	0.22	9.1	A	1
E7 L	469	685	552	0.81	27.3	D	9
E7 R	469	701	490	0.70	19.6	C	6
By-Pass E2	234	823	156	0.19	6.3	A	1
By-Pass E3	983	402	24	0.06	9.8	A	1
By-Pass E5	122	1480	665	0.45	6.6	A	3
By-Pass E7	321	1556	1001	0.64	9.6	A	6

TPDA 2027

Carril	Vc o Vex	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L	1563	324	106	0.33	18.0	C	2
E2 R	1563	350	94	0.27	15.3	C	2
E3in L	1490	324	206	0.64	31.8	D	5
E3in R	1490	349	29	0.08	11.6	B	1
E5	552	537	155	0.29	10.8	B	2
E7 L	577	641	677	1.06	76.4	F	19
E7 R	577	660	601	0.91	41.3	E	12
By-Pass E2	288	855	192	0.22	6.5	A	1
By-Pass E3	1206	346	29	0.09	11.8	B	1
By-Pass E5	150	1464	817	0.56	8.3	A	4
By-Pass E7	394	1500	1228	0.82	16.2	C	11

TPDA 2032

Carril	Vc o Vex	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L	1896	252	128	0.51	30.6	D	3
E2 R	1896	277	113	0.41	23.6	C	2
E3in L	1809	255	249	0.98	92.5	F	10
E3in R	1809	279	35	0.13	15.4	C	1

E5	668	498	187	0.38	13.4	B	2
E7 L	697	596	822	1.38	201.4	F	37
E7 R	697	617	730	1.18	120.9	F	25
By-Pass E2	347	821	233	0.28	7.5	A	2
By-Pass E3	1465	292	36	0.12	14.7	B	1
By-Pass E5	182	1447	993	0.69	11.2	B	6
By-Pass E7	477	1440	1493	1.04	50.8	F	28
TPDA 2037							
Carril	Vc o Vex	C (veh/h)	V (veh/h)	X (V/C)	Demora	LOS	Cola
E2 L	2288	188	154	0.82	75.5	F	6
E2 R	2288	211	136	0.65	46.9	E	4
E3in L	2179	193	303	1.56	321.8	F	20
E3in R	2179	216	43	0.20	21.8	C	1
E5	807	455	227	0.50	18.0	C	3
E7 L	845	547	991	1.81	391.5	F	62
E7 R	845	570	879	1.54	271.7	F	46
By-Pass E2	422	779	280	0.36	9.0	A	2
By-Pass E3	1766	240	43	0.18	19.2	C	1
By-Pass E5	218	1431	1195	0.84	17.8	C	12
By-Pass E7	576	1376	1798	1.31	155.8	F	64

La Tabla 3.12 detalla los niveles de servicio y las demoras para cada acceso y para la rotonda en general. Estos niveles de servicio y demoras se obtienen para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

Tabla 3.12. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la rotonda en general para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

para el Plan de Actualización de Proyecciones hasta el 2037											
	TPDA 2017			TPDA 2022		TPDA 2027		TPDA 2032		TPDA 2037	
	Acceso	Demora (s/veh)	LOS	Demora (s/veh)	LOS	Demora (s/veh)	LOS	Demora (s/veh)	LOS	Demora (s/veh)	LOS
Hacia el E	E2	9.0	A	11.8	B	16.7	C	27.3	D	62.1	F
Hacia el N	E3in	13.2	B	18.7	C	29.3	D	83.0	F	284.5	F
Hacia el O	E5	7.7	A	9.1	A	10.8	B	13.4	B	18.0	C
Hacia el S	E7	14.2	B	23.7	C	59.9	F	163.5	F	335.2	F
Rotonda		13.0	B	20.6	C	47.4	E	126.5	F	273.5	F

De los resultados de la Tabla 3.11 y Tabla 3.12 se observa que los Niveles de servicio y las demoras en los primeros 10 años proporcionan una mejora al tránsito, quedando en el transcurso de este tiempo una demora de 47.4 segundos, con nivel de servicio E para la rotonda en general. A partir de los 10 años se recomienda cambiar la rotonda por una

intersección semaforizada, este tipo de solución no puede ejecutarse en la actualidad a esta alternativa, debido a que no cumple con los flujos mínimos que requiere una intersección de este tipo.

El motivo por el cual la rotonda tendrá un nivel de servicio E a los 10 años, se debe a que los flujos que ingresan por el acceso E7 y llegan a la salida E4 y E3out siguen siendo altos y persiste un nivel de servicio F, pese a que el flujo de circulación conflictivo que interviene con este flujo de acceso es menor en comparación a los demás flujos de circulación. El acceso E3in tiene un nivel de servicio D a los 10 años. Sin embargo, este acceso se puede considerar de 2 carriles de entrada por el ancho con el que llega a la rotonda, estos carriles tienen un nivel de servicio D en el carril izquierdo y con un nivel de servicio B en el carril derecho a los 10 años. Se puede decir que parte de los vehículos que realizaran el giro de E3in a E1 ocuparan el carril derecho disminuyendo así el flujo de entrada del carril izquierdo del acceso E2 y posiblemente mejorando el nivel de servicio para este acceso, Esto no se puede evidenciar en la Tabla 3.11, puesto que los porcentajes de ocupación para el carril izquierdo dados en la Tabla 2.16 empeoraban los cálculos de esta tabla. En la Figura 3.3 se esquematiza como quedara el diseño de la alternativa 1.

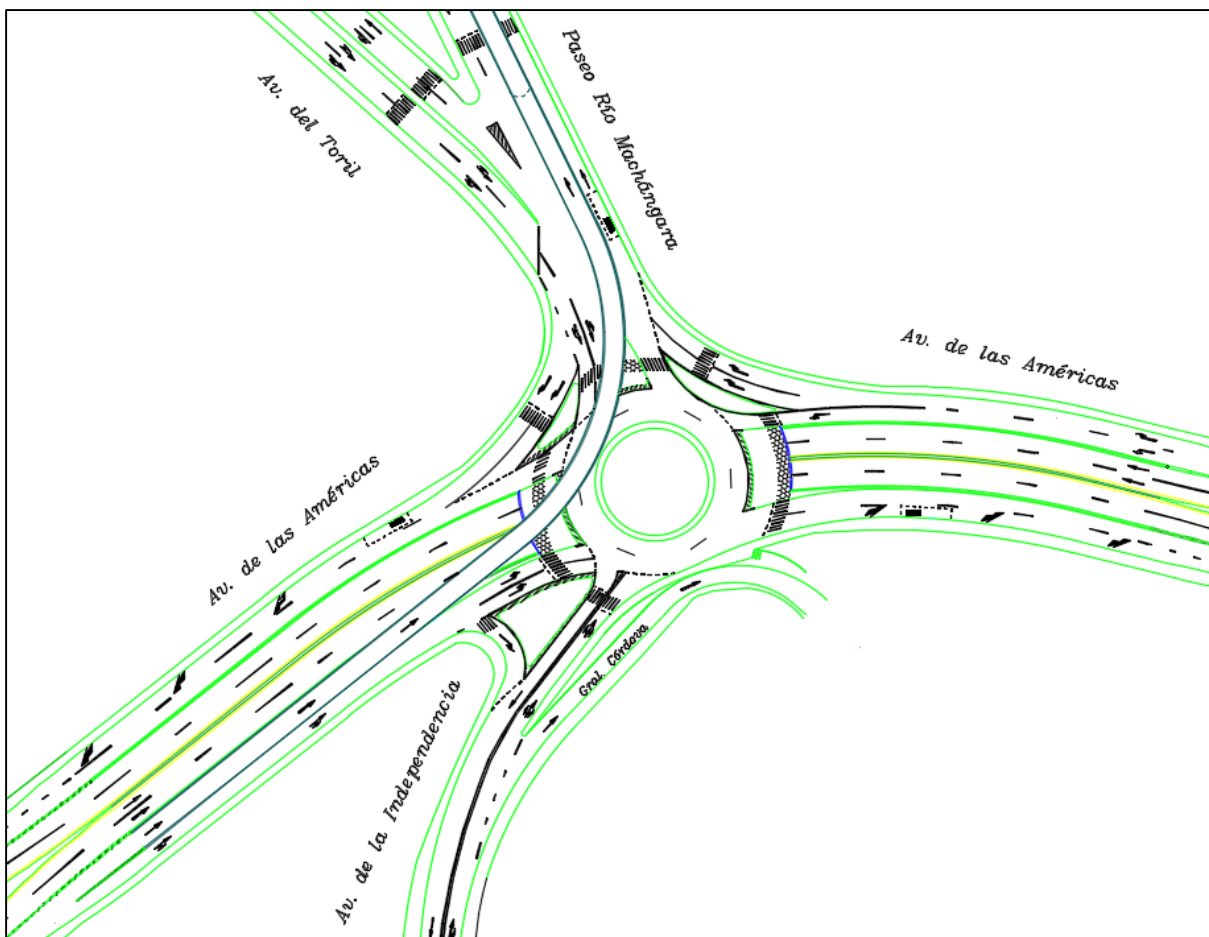


Figura 3.3. Esquema de diseño para la alternativa 1.

3.3.2.2 Alternativa 2

El diseño de esta alternativa pretende remplazar el redondel de la intersección actual por una intersección con semáforos de tiempo fijo. Además de la construcción de un paso a desnivel bidireccional de dos carriles en la Av. de las Américas.

Las consideraciones para el análisis de esta alternativa son las siguientes:

- Factor Horario de Máxima Demanda (FHMD) para toda la intersección igual a 0.95, cuyo valor se obtuvo del conteo manual del tráfico.
- Flujo de Saturación base igual a 1900 veh/h.
- La intersección se encuentra dentro del Distrito Central de Negocios (CBD).
- La progresión de la tasa de flujo presenta llegadas aleatorias, por lo cual la relación de pelotón es igual a 1.
- La intersección está aislada.
- Porcentaje de vehículos pesados para cada acceso (f_{HV}).
- Un valor de automóvil equivalente a vehículo pesado (E_T) igual a 2.
- Velocidades de aproximación para cada acceso obtenidos en campo (Vel).
- Porcentaje de las pendientes de cada acceso (P_g).
- Número de maniobras de estacionamiento por hora en cada acceso (N_m).
- Número de buses que paren por hora en cada acceso (N_b).
- Número de peatones por hora que transitan por cada acceso (nped).

La Tabla 3.13 muestra los datos mencionados anteriormente.

Tabla 3.13. Datos empleados para la intersección con semáforos

Estación	f_{HV}	FMHD	P_g	So	ET	Nm	Nb	nped	Vel
E3 in	14	0.95	-0.7	1900	2	0	0	381	45
E7	10	0.95	-1.5	1900	2	0	0	105	45
E2	8	0.95	3	1900	2	0	0	205	50
E5	13	0.95	2.5	1900	2	0	92	476	50

Además, se dispone del volumen de tráfico actual de la intersección ajustado al TPDA del año 2017, la distribución de dicho volumen para cada acceso; sus movimientos o giros respectivos, y el grupo de carriles conformados. La Tabla 3.14 muestra los datos para el tráfico actual mientras que la

Tabla 3.16 muestra los datos proyectados para el año 2037.

En relación al cálculo de los tiempos del semáforo, se optó por señalar a la intersección analizada con un semáforo de dos fases. Las distribuciones de estos tiempos para el tráfico actual se muestran en la

Tabla 3.15 y para el tráfico proyectado para el año 2037 se muestran en la Tabla 3.17. En la Figura 3.4 y Figura 3.5 se ilustran los movimientos permitidos e impedidos correspondientes para cada fase.

El nivel de servicio se calcula para cada carril, acceso y para toda la intersección en base a las demoras como indica la Tabla 2.2. Los niveles de servicio para el tráfico actual y para el tráfico proyectado cada 5 años hasta el año 2037, se presentan en la

Tabla 3.18 y para toda la Intersección en la Tabla 3.19.

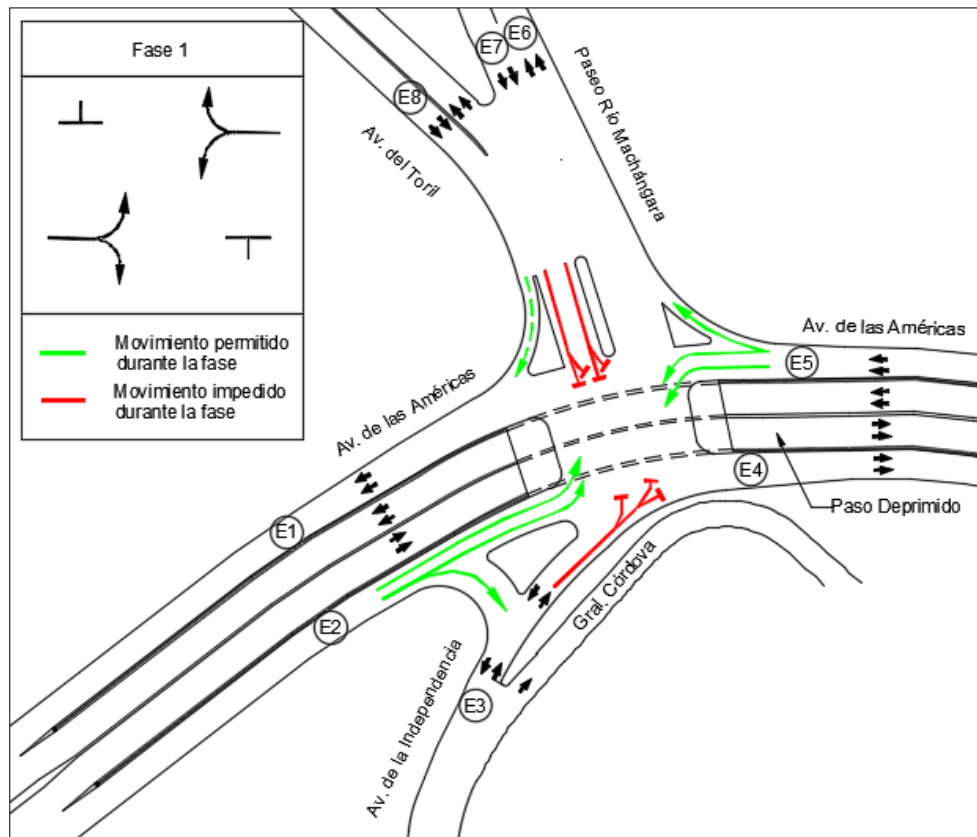


Figura 3.4. Fase 1 de la Alternativa 2



Tabla 3.14. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico actual (Alternativa 2)

Accesos		Oeste Av. De las Américas			Este Av. De las Américas			Sur Av. De la Independencia			Norte Paseo Rio Machángara		
Sentido de flujo vehicular		E			W			N			S		
Estación	Ei	E2			E5			E3			E7		
Movimientos		LT	LT	By-pass	LT	LT	By-pass	LT	TH	RT	LT	TH	By-pass
Volúmenes	V (veh/h)	621	550	116	93	-	496	152	17	18	485	431	746
Factor horario de máxima demanda	FHMD	0.95	0.95	0.95	0.95	-	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Porcentaje de vehículos pesados	Fhv	8	8	8	13	-	13	14	14	14	10	10	10
Flujo Ajustado	vp (veh/h)	654	579	122	98	-	522	160	18	19	511	454	785
Grupo de carriles		L	L	R	L	-	R	L	RT	0	LT	LT	R
Número de carriles	N	1	1	1	2	-	1	1	1	1	1	1	1
Ancho del carril	W (m)	3.3	3.3	3.3	3.3	-	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
Flujo del grupo	vi (veh/h)	654	579	122	98	-	522	160	37	0	511	454	785
Flujo de saturación base	So	1900	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900
Flujo de saturación ajustado	si (veh/h verde)	1496	1496	-	892	-	-	1430	1403	-	1493	1493	-

Tabla 3.15. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico actual (Alternativa 2)

Fase	ϕ	1	2
Amarillo	A	3	3
Todo rojo	Tri	3	3
Tiempo perdido por fase	li	6	6
Tiempo perdido por ciclo	L	12	
Relaciones del flujo actual a flujo de saturación	Y	0.41	0.36
Cálculo de la longitud de ciclo optimo	Co	99.09	
Longitud del ciclo a utilizar	C	75	
Tiempo verde efectivo total	gT	63	
Determinación de los tiempos verdes reales	Gi	33	30



Tabla 3.16. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 2)

Accesos		Oeste			Este			Sur			Norte		
		Av. De las Américas			Av. De las Américas			Av. De la Independencia			Paseo Río Machángara		
Sentido del flujo		E			W			N			S		
Estación	Ei	E2			E5			E3			E7		
Movimientos		LT	LT	By-pass	LT	LT	By-pass	LT	TH	RT	LT	TH	By-pass
Volúmenes	V (veh/h)	1384	1228	259	209	-	1106	339	40	40	1083	960	1665
Factor horario de máxima demanda	FMHD	0.95	0.95	0.95	0.95	-	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Porcentaje de vehículos pesados	%HV	8	8	8	13	-	13	14	14	14	10	10	10
Flujo Ajustado	vp (veh/h)	1457	1293	273	220	-	1164	357	42	42	1140	1011	1753
Grupo de carriles		L	L	R	L	-	R	L	RT	0	L	LT	R
Número de carriles	N	1	1	1	2	-	1	1	1	1	1	1	1
Ancho del carril	W	3.6	3.6	3.6	3.6	-	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Flujo del grupo	vi (veh/h)	1457	1293	273	220	-	1164	357	84	0	1140	1011	1753
Flujo de saturación base	So	1900	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900
Flujo de saturación ajustado	si (veh/h verde)	1496	1496	-	855	-	-	1430	1403	-	1493	1493	-

Tabla 3.17. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 2)

Fase	ϕ	1	2
Amarillo	A	3	3
Todo rojo	TR1	3	3
Tiempo perdido por fase	li	6	6
Tiempo perdido por ciclo	L	12	
Máximas relaciones del flujo actual a flujo de saturación	Y	0.91	0.91
Longitud del ciclo a utilizar	C	100	
Tiempo verde efectivo total	gT	88	
Reparto de los tiempos verdes efectivos	gi	44	44
Determinación de los tiempos verdes reales	Gi	44	44

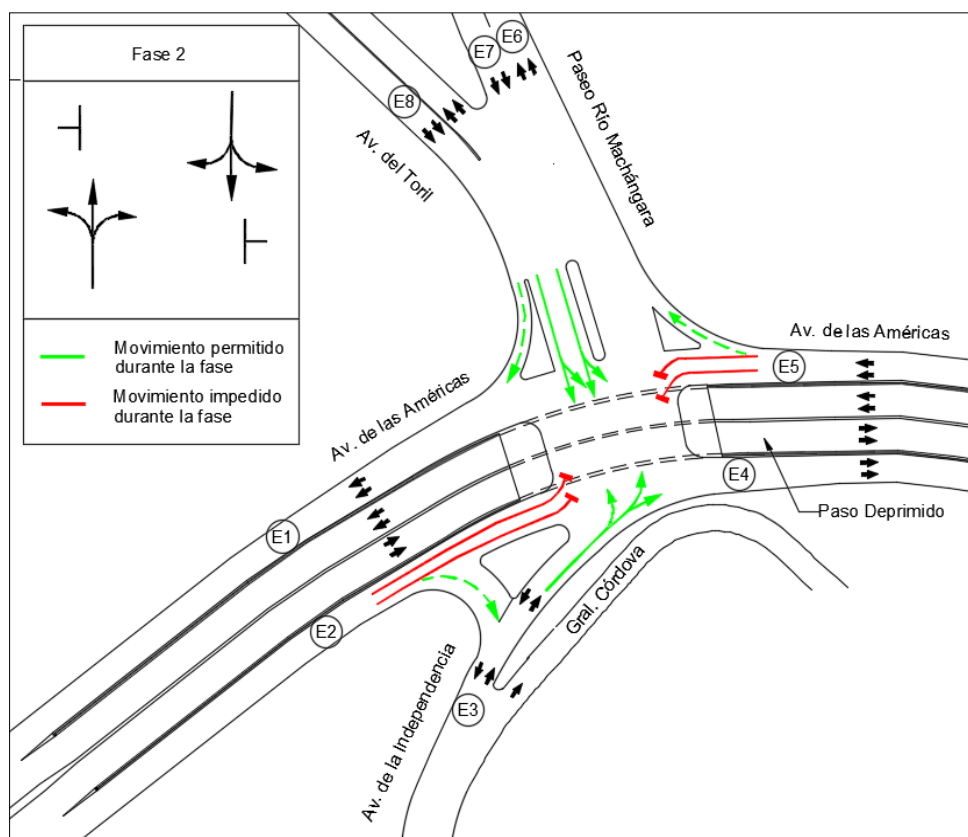


Figura 3.5. Fase 2 de la Alternativa 2

Tabla 3.18. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

TPDA 2017					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	541	160	0.3	17.1	B
E3in R	531	37	0.07	14.5	B
E7 L	565	511	0.9	39.8	D
E7 R	565	454	0.8	30.6	C
E2 L	624	654	1.05	70.2	E
E2 R	624	579	0.93	41.1	D
E5	356	98	0.28	15.7	B
E7 By-Pass	872	785	0.9	32.8	C
E2 By-Pass	896	122	0.14	5.4	A
E5 By-Pass	762	522	0.69	18	B
TPDA 2022					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	572	199	0.35	18.2	B
E3in R	561	47	0.08	15.2	B
E7 L	597	635	1.06	76.9	E



E7 R	597	562	0.94	46.1	D
E2 L	643	812	1.26	156.5	F
E2 R	643	719	1.12	96.8	F
E5	368	123	0.33	17.3	B
E7 By-Pass	841	975	1.16	105.5	F
E2 By-Pass	868	152	0.18	6.0	A
E5 By-Pass	921	647	0.69	29.4	C

TPDA 2027

Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	572	244	0.43	20.6	C
E3in R	561	56	0.1	16.2	B
E7 L	597	779	1.3	178	F
E7 R	597	691	1.16	117	F
E2 L	658	996	1.51	276	F
E2 R	658	882	1.34	195	F
E5	376	151	0.4	19	B
E7 By-Pass	806	1197	1.49	245	F
E2 By-Pass	836	186	0.22	6.6	A
E5 By-Pass	717	796	1.11	91.2	F

TPDA 2032

Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	586	296	0.51	22.6	C
E3in R	575	70	0.12	16.9	B
E7 L	612	946	1.55	297.7	F
E7 R	612	840	1.37	211.5	F
E2 L	643	1209	1.88	477.6	F
E2 R	643	1073	1.67	359.6	F
E5	368	183	0.5	22.9	C
E7 By-Pass	768	1455	1.89	424.36	F
E2 By-Pass	801	226	0.28	7.6	A
E5 By-Pass	534	966	1.81	394.78	F

TPDA 2037

Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	615	357	0.58	25.2	C
E3in R	603	84	0.14	17.7	B
E7 L	642	1140	1.78	425.9	F
E7 R	642	1011	1.57	313.3	F
E2 L	643	1457	2.27	1256	F
E2 R	643	1293	2.01	579.2	F
E5	368	220	0.6	28.3	C
E7 By-Pass	725	1753	2.42	664.4	F
E2 By-Pass	762	273	0.36	9.2	A

E5 By-Pass	381	1164	3.06	965.6	F
-------------------	-----	------	------	-------	---

Tabla 3.19. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la alternativa en general. Para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

Sentido	Acceso	TPDA 2017		TPDA 2022		TPDA 2027		TPDA 2032		TPDA 2037	
		Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS
Norte	E3	16.6	B	17.6	B	19.8	B	21.5	C	23.8	C
Sur	E7	35.5	D	62.4	E	149	F	257	F	373	F
Este	E2	56.5	E	128.5	F	238	F	422	F	937.6	F
Oeste	E5	15.7	B	17.3	B	19	B	22.9	C	28.3	C
Intersección		43.6	D	89.7	F	177.6	F	311	F	610.8	F

3.3.2.3 Alternativa 3

El diseño de esta alternativa pretende remplazar el redondel de la intersección actual por una intersección con semáforos de tiempo fijo. Además de la construcción de un paso a desnivel de dos carriles en la Av. de las Américas en sentido Este-Oeste (Desde E2 a E4) y un paso a desnivel de un carril desde la AV. de las Américas en sentido Este Oeste hasta la calle Paseo Rio Machángara en sentido Sur-Norte (Desde E2 hasta E6). Las consideraciones para esta alternativa son las mismas que se presentan en la Tabla 3.1 para la alternativa 2.

Además, se dispone del volumen de tráfico actual de la intersección ajustado al TPDA del año 2017, la distribución de dicho volumen para cada acceso; sus movimientos o giros respectivos y el grupo de carriles conformados. La Tabla 3.20 se muestra los datos para el tráfico actual, mientras que en la Tabla 3.24 muestra los datos proyectados para el año 2037.

En relación al cálculo de los tiempos del semáforo, se optó por señalar a la intersección analizada con un semáforo de dos fases. Las distribuciones de estos tiempos para el tráfico actual se muestran en la Tabla 3.21 y para el tráfico proyectado para el año 2037 se muestran en la Tabla 3.25. En la Figura 3.6 y Figura 3.7 se ilustran los movimientos permitidos e impedidos correspondientes para cada fase.

El nivel de servicio se calcula para cada carril, acceso y para toda la intersección en base a las demoras como indica la Tabla 2.2. Los niveles de servicio para el tráfico actual y para el tráfico proyectado cada 5 años hasta el año 2037 se presentan la Tabla 3.24 y para toda la intersección en la Tabla 3.25.



Tabla 3.20. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico actual (Alternativa 3)

Accesos		Oeste				Este			Sur			Norte		
		Av. De las Américas				Av. De las Américas			Av. De la Independencia			Paseo Río Machángara		
Sentido del flujo		E				W			N			S		
Estación	Ei	E2				E5			E3			E7		
Movimientos		LT	LT	By-Pass	LT	TH	TH	By-Pass	LT	LT	R	LT	TH	By-Pass
Volúmenes	V (veh/h)	64	57	116	666	573	573	496	152	17	18	485	431	746
Factor horario de máxima demanda	FMHD	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Porcentaje de vehículos pesados	%HV	8	8	8	13	13	13	13	14	14	14	10	10	10
Flujo Ajustado	vp (veh/h)	67	60	122	701	603	603	522	160	18	19	511	454	785
Grupo de carriles		L	LT	R	-	LT	-	R	L	RT	-	L	LT	R
Número de carriles	N	1	1	1	-	3	-	1	1	1	-	1	1	1
Ancho del carril	W	3.6	3.6	3.6	-	3.6	-	3.6	3.6	3.6	-	3.6	3.6	3.6
Flujo del grupo	vi (veh/h)	67	60	122	-	1907	-	522	160	37	-	511	454	785
Flujo de saturación base	So	1900	1900	1900	-	1900	-	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900
Flujo de saturación ajustado	si (veh/h verde)	1436	1436	-	-	3472	-	-	1414	1388	-	1448	1525	-

Tabla 3.21. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico actual (Alternativa 3)

Fase	ϕ	1	2
Amarillo	A	3	3
Todo rojo	TR1	3	3
Tiempo perdido por fase	li	6	6
Tiempo perdido por ciclo	L	12	
Máximas relaciones del flujo actual a flujo de saturación	Y	0.36	0.36
Longitud del ciclo a utilizar	C	70	
Tiempo verde efectivo total	gT	58	
Reparto de los tiempos verdes efectivos	gi	29	29
Determinación de los tiempos verdes reales	Gi	29	29

Tabla 3.22. Ajuste del volumen vehicular para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 3)

Accesos		Oeste				Este				Sur			Norte		
		Av. De las Américas				Av. De las Américas				Av. De la Independencia			Paseo Rio Machangara		
Sentido de flujo vehicular		E				W				N			S		
Estación	Ei	E2				E5				E3			E7		
Movimientos		LT	LT	By-Pass	LT	TH	TH	By-Pass	LT	LT	R	LT	TH	By-Pass	
Volúmenes	V (veh/h)	143	126	259	1488	1279	1279	1106	339	40	40	1083	960	1665	
Factor horario de máxima demanda	FMHD	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	
Porcentaje de vehículos pesados	%HV	8	8	8	13	13	13	13	14	14	14	10	10	10	
Flujo Ajustado	vp (veh/h)	151	133	273	1566	1346	1346	1164	357	42	42	1140	1011	1753	
Grupo de carriles		L	LT	R	-	LT	-	R	L	RT	-	L	LT	R	
Número de carriles	N	1	1	1	-	3	-	1	1	1	-	1	1	1	
Ancho del carril	W	3.6	3.6	3.6	-	3.6	-	3.6	3.6	3.6	-	3.6	3.6	3.6	
Flujo del grupo	vi (veh/h)	151	133	273	-	4258	-	1164	357	84	-	1140	1011	1753	
Flujo de saturación base	So	1900	1900	1900	-	1900	-	1900	1900	1900	-	1900	1900	1900	
Flujo de saturación ajustado	si (veh/h verde)	1481	1481		-	3543	-	-	1458	1431	-	1493	1572	-	

Tabla 3.23. Distribución de los tiempos del semáforo para el tráfico proyectado del 2037 (Alternativa 3)

Fase	ϕ	1	2
Amarillo	A	3	3
Todo rojo	TR1	3	3
Tiempo perdido por fase	li	6	6
Tiempo perdido por ciclo	L	12	
Máximas relaciones del flujo actual a flujo de saturación	Y	1.28	0.91
Longitud del ciclo a utilizar	C	100	
Tiempo verde efectivo total	gT	88	
Reparto de los tiempos verdes efectivos	gi	51	37
Determinación de los tiempos verdes reales	Gi	51	37

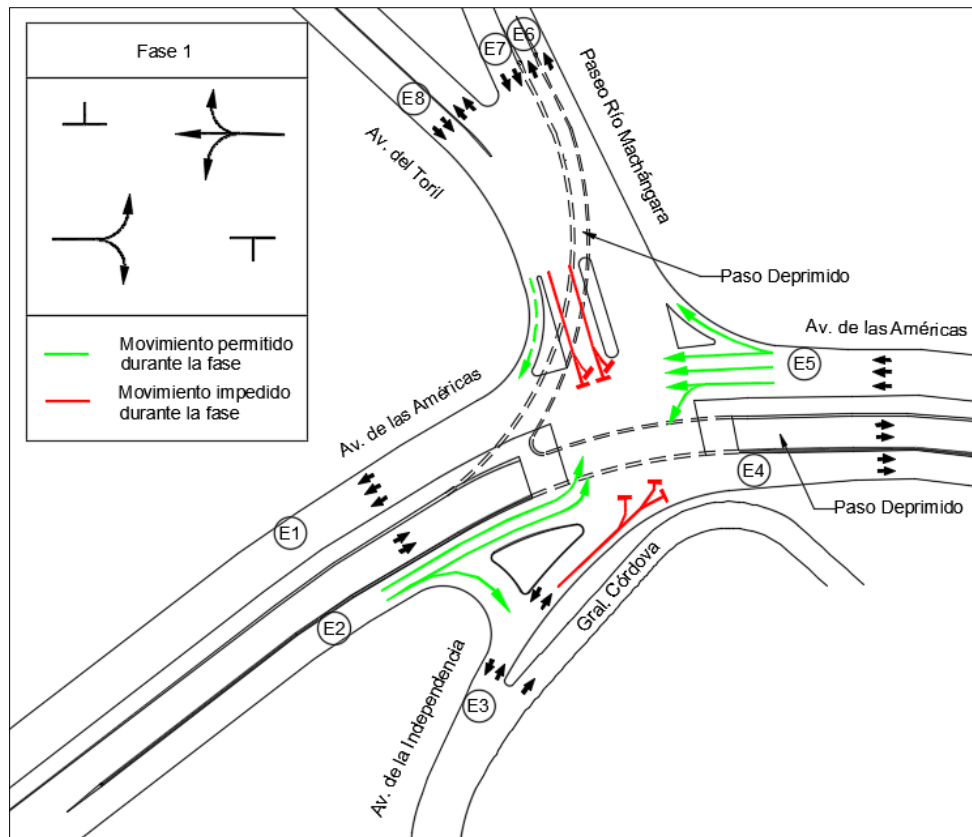


Figura 3.6. Fase 1 de la Alternativa 3.

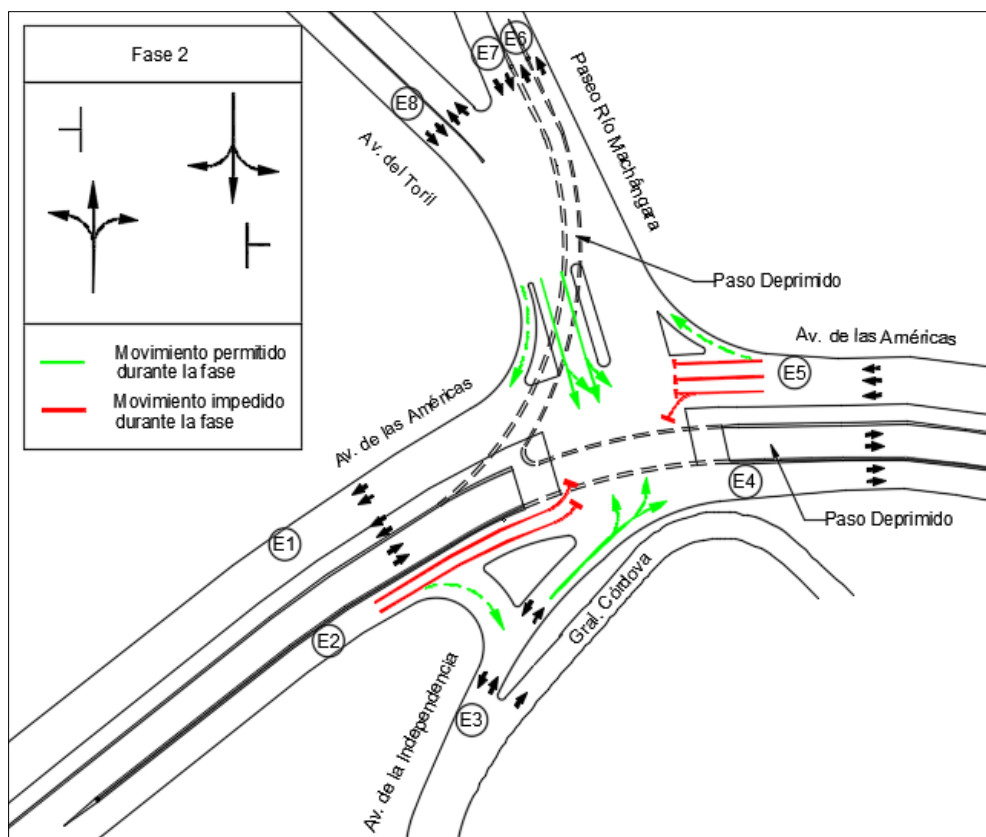


Figura 3.7. Fase 2 de la Alternativa 3.

Tabla 3.24. Niveles de Servicio y Demoras para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

TPDA 2017					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	566	160	0.28	15.3	B
E3in R	555	37	0.07	13.2	B
E7 L	579	511	0.88	35.3	D
E7 R	610	454	0.74	25	C
E2 L	574	67	0.12	13.6	B
E2 R	574	60	0.1	13.4	B
E5	1389	1907	1.37	191.7	F
E2 By-Pass	896	122	0.14	5.4	A
E5 By-Pass	762	522	0.69	18.0	B
TPDA 2022					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	509	199	0.39	19.9	B
E3in R	500	47	0.09	16.2	B
E7 L	521	635	1.22	138	F
E7 R	549	562	1.02	65.6	E
E2 L	632	84	0.13	12.9	B
E2 R	632	75	0.12	12.7	B
E5	1528	2371	1.55	271.5	F
E2 By-Pass	868	152	0.18	6.0	A
E5 By-Pass	921	647	0.7	29.4	C
TPDA 2027					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	481	244	0.51	24.6	C
E3in R	472	56	0.12	18.7	B
E7 L	492	779	1.58	296.1	F
E7 R	519	691	1.33	186.6	F
E2 L	689	103	0.15	12.1	B
E2 R	689	91	0.13	11.9	B
E5	1667	2911	1.75	360.6	F
E2 By-Pass	836	186	0.22	6.6	A
E5 By-Pass	717	796	1.11	91.2	F
TPDA 2032					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	467	296	0.63	29.8	C
E3in R	458	70	0.15	20.7	C
E7 L	478	946	1.98	476.2	F
E7 R	503	840	1.67	337.8	F
E2 L	704	125	0.18	12.6	B
E2 R	704	111	0.16	12.4	B
E5	1701	3537	2.08	509.5	F
E2 By-Pass	534	966	1.81	394.8	F

E5 By-Pass	178	966	5.43	2065.4	F
TPDA 2037					
Carril	Capacidad	Vol	x (V/C)	Demora	LOS
E3in L	481	357	0.74	35.1	D
E3in R	472	84	0.18	21.7	C
E7 L	492	1140	2.32	629.4	F
E7 R	519	1011	1.95	463.5	F
E2 L	704	151	0.21	13.6	B
E2 R	704	133	0.19	13.4	B
E5	1684	4258	2.53	713.1	F
E2 By-Pass	762	273	0.36	9.2	A
E5 By-Pass	381	1164	3.06	965.6	F

Tabla 3.25. Niveles de Servicio y demoras para cada acceso y la intersección en general. Para el TPDA actual y sus proyecciones hasta el 2037.

Sentido	Acceso	TPDA 2017		TPDA 2022		TPDA 2027		TPDA 2032		TPDA 2037	
		Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS	Demora	LOS
Norte	E3	14.9	B	19.2	B	23.5	C	28.1	C	32.5	C
Sur	E7	30.5	C	104	F	244.6	F	411	F	551	F
Este	E2	13.5	B	12.8	B	12	B	12.5	B	13.5	B
Oeste	E5	191.7	F	271.5	F	360.6	F	510	F	713	F
Intersección		125	F	195.1	F	291	F	430	F	594	F

3.3.3 Evaluación de los pasos a desnivel

Las tres alternativas planteadas poseen pasos a desnivel analizados como segmentos de carretera de carriles múltiples, en base a la metodología descrita en la sección 2.8. Los niveles de servicio para cada paso a desnivel se obtienen a partir de la Figura 2.22. De acuerdo a las características geométricas de los pasos a desnivel y a la Tabla 2.19, Tabla 2.20, Tabla 2.21 y Tabla 2.22, los valores de ajuste para la velocidad de flujo libre son los que se presentan en la Tabla 3.26. Valores para el ajuste de la velocidad de flujo libre

Tabla 3.26. Valores para el ajuste de la velocidad de flujo libre

Factor	Simbología	Valor
Factor Horario de Máxima Demanda	FHMD	0.95
Velocidad limite (km/h)	V	70
Velocidad a flujo libre base (km/h)	BFFS	80
Ajuste por ancho del carril (m)	fLW	0
Ajuste por distancia libre lateral total	fLC	0
Ajuste por tipo de parterre	fM	0
Ajuste por puntos de acceso	fA	0
Velocidad a flujo libre estimada (km/h)	FFS	80

Dependiendo de la alternativa se consideraron diferentes diseños de los pasos a desnivel. A continuación, se explican estos diseños:

Alternativa 1: Evalúa el diseño un paso deprimido de dos carriles da 3.50m de ancho cada uno en ambos sentidos de circulación de la Av. de las Américas, es decir, un paso deprimido en sentido Oeste-Este (E2-E4) y otro en sentido Este-Oeste (E5-E1). También se añadió al diseño un paso elevado de un carril de 4.5 m de ancho que va desde la Av. de la Américas hasta la Calle Paseo Rio Machángara (E2-E6). Los niveles de servicio para estos pasos a desnivel se muestran en la Tabla 3.27, Tabla 3.28 y Tabla 3.29.

Alternativa 2: Evalúa el diseño de un paso deprimido de dos carriles da 3.50m de ancho cada uno en ambos sentidos de circulación de la Av. de las Américas, es decir, un paso deprimido en sentido Oeste-Este (E2-E4) y otro en sentido Este-Oeste (E5-E1). Los niveles de servicio para estos pasos a desnivel se muestran en la Tabla 3.27 y Tabla 3.28.

Alternativa 3: Evalúa el diseño de un paso deprimido de dos carriles da 3.50m de ancho cada uno en la Av. de las Américas en sentido Oeste-Este (E2-E5) y otro paso deprimido de un carril de 3.60m de ancho que va desde la Av. de la Américas hasta la Calle Paseo Rio Machángara (E2-E6). Los niveles de servicio para estos pasos a desnivel se muestran en la Tabla 3.28 y Tabla 3.29.

Tabla 3.27. Niveles de servicio para el paso a desnivel en la Av. de las Américas sentido Oeste-Este

Desde-Hasta	E2-E4	TPDA 2017	TPDA 2022	TPDA 2027	TPDA 2032	TPDA 2037
Tasa de flujo	Vp	640	789	963	1164	1397
Velocidad de flujo libre	FFS	80	80	80	80	80
Densidad	D	8	10	12	15	17
Nivel de Servicio	LOS	B	B	C	C	D

Tabla 3.28. Niveles de servicio para el paso a desnivel en la Av. de las Américas sentido Este-Oeste

Desde-Hasta	E5-E1	TPDA 2017	TPDA 2022	TPDA 2027	TPDA 2032	TPDA 2037
Tasa de flujo	Vp	1024	1257	1528	1841	2203
Velocidad de flujo libre	FFS	80	80	80	80	80
Densidad	D	13	16	19	25	
Nivel de Servicio	LOS	C	C	D	E	F

Tabla 3.29. Niveles de servicio para el paso a desnivel desde la Av. de las Américas hasta la calle Paseo Rio Machángara

Desde-Hasta	E2-E6	TPDA 2017	TPDA 2022	TPDA 2027	TPDA 2032	TPDA 2037
Tasa de flujo	Vp	1184	1460	1781	2153	2584
Velocidad de flujo libre	FFS	80	80	80	80	80
Densidad	D	15	18	22	27	
Nivel de Servicio	LOS	C	D	E	E	F

3.3.4 Evaluación de los cruces peatonales

Para realizar la evaluación de los cruces peatonales de las alternativas propuestas se seguirá la metodología presentada en la sección 2.3.2.2. Esta metodología es solo para intersecciones controladas por semáforo, es decir se evaluará los cruces peatonales de la alternativa 2 y 3. En este trabajo no se presenta una metodología para evaluar los cruces peatonales de intersecciones controladas por una rotonda y por lo tanto no se evaluará para la Alternativa 1. La Figura 3.8 y la Figura 3.9 esquematizan como quedarán los cruces peatonales para la alternativa 2 y 3. También se observa como se ha nombrado los lugares de donde salen o llegan los peatones, esto servirá para guiarse en la tabla de cálculo.

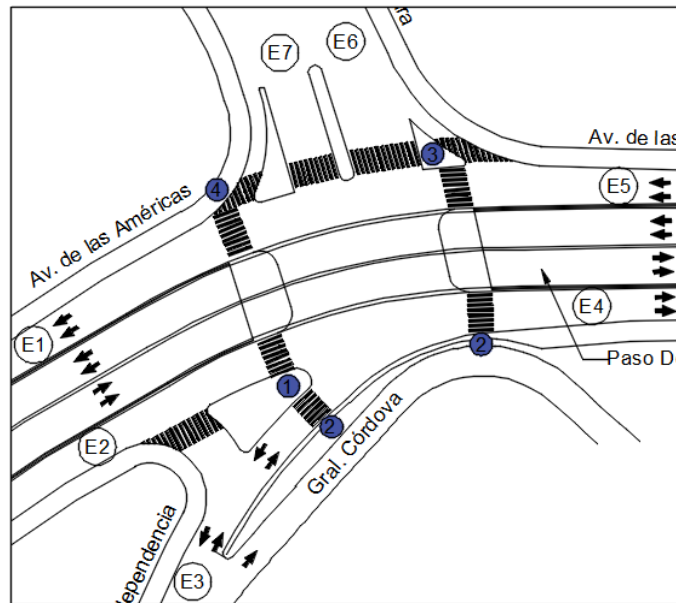


Figura 3.8. Cruces peatonales para la Alternativa 2.

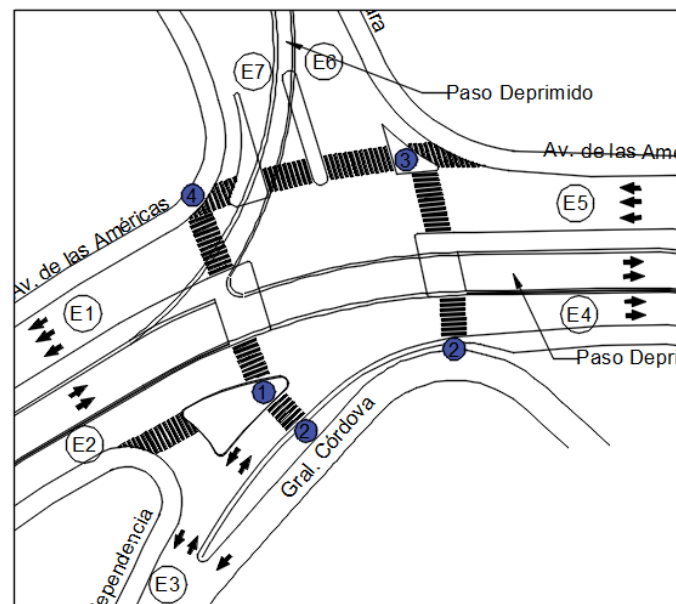


Figura 3.9. Cruces peatonales para la Alternativa 3.

Los flujos peatonales que se usaron se encuentran en la Tabla 3.5 (n_{ped}), sin embargo, estos no especifican el sentido de flujo peatonal que si se detalla en la Tabla 3.28 junto a otros datos. Para esta evaluación solamente se utilizaron los flujos vehiculares proyectados para el año 2037, puesto que estos son los flujos más altos que se tiene y darán los peores resultados. Estos flujos se detallan en el Anexo 8.

Los datos necesarios para los cálculos realizados en el análisis de las alternativas 2 y 3 se presentan en la Tabla 3.30, donde cada columna se describe a continuación.

- **Wd (ft)**, detalla el ancho de vereda para cada calle en pies.
- **LC1 (ft) y Lc2 (ft)**, son las longitudes de cada cruce, se considera la longitud más larga entre lugares donde se puedan resguardar los peatones.
- **Sp (ft/s)**, Velocidad de caminata, se considera la misma para todos los peatones.
- **C (s)**, Tiempo de ciclo, es el mismo para las dos alternativas.
- **Movimiento**, movimientos de sector a sector que realizan los peatones,
- **Nped**, según la Tabla 3.5.
- **Flujo**, para cada sentido de cruce peatonal.

Tabla 3.30. Datos necesarios para la evaluación de los Cruces Peadonales

Calle	Wd (ft)	LC1 (ft)	LC2 (ft)	Sp (ft/s)	C (s)	Movimiento	n_{ped}	Flujo
Av. Independencia	16	32.45	41.01	4.00	64.0	1-2	205	202
						2-1		179
Av. de las Américas E5	16	21.26	21.26	4.00	64.0	2-3	381	224
						3-2		252
Av. Ruta Machángara	16	28.54	41.01	4.00	64.0	3-4	476	53
						4-3		52
Av. de las Américas E2	16	44.98	44.98	4.00	64.0	4-1	105	102
						1-4		103

Realizando la Metodología de la sección 2.3.2.2, se ha encontrado las demoras y los Niveles de servicio para las alternativas. Estos resultados están expuestos en la Tabla 3.31, y las columnas se detallan a continuación:

- **Calle o Sector**, se refiere a la calle del cruce peatonal, o el sector según la Figura 3.8 y Figura 3.9.
- **Mcw**, a partir de la metodología de la sección 2.3.2.2 con la Ecuación (2-79), este valor representa el espacio peatonal que se detalla en la Tabla 2.7.
- **Demora**, tiempo promedio que esperan los peatones en la acera.
- **LOS Puntaje y LOS**, niveles de servicio se detalla en la Tabla 2.3.

Tabla 3.31. Demoras y Niveles de servicio para peatones.

Alternativa 2				
Calle o Sector	Mcw	Demora	LOS Puntaje	LOS
Av. Independencia, 1	61.0	21.9	1.91	A
Av. de las Américas, 2	63.3	21.9	1.40	A
Av. Ruta Machángara, 3	0	21.9	3.20	C
Av. de las Américas, 4	0	21.9	5.01	F
Alternativa 3				
Calle	Mcw	Demora	LOS valores	LOS
Av. Independencia, 1	81.62	21.9	1.34	A
Av. de las Américas, 2	63.32	21.9	1.40	A
Av. Ruta Machángara, 3	-73.38	21.9	3.20	C
Av. de las Américas E2, 4	290.97	21.9	0.93	A

De los valores obtenidos se nota que la Alternativa 3 es mejor que la Alternativa 2 para cruces peatonales, sin embargo, cualquiera de las dos alternativas brinda buenos resultados, puesto que los flujos vehiculares con los que se trabajó eran los proyectados al 2017. Cabe recalcar que para la Av. Ruta Machángara y Av. de las Américas de la Alternativa 3, como también la Av. Ruta Machángara de la Alternativa 2 los valores de Mcw son igual a 0, es decir, que según la Tabla 2.7 los peatones no tienen espacio suficiente para pasar entre otros peatones. Siendo el único aspecto negativo de este cálculo, se recomienda aumentar el ancho de la vereda.

3.3.5 Diseño Geométrico de la mejor Alternativa

La mejor alternativa de solución que se ha planteado es la Alternativa 1, según el análisis de resultados explicado en el capítulo 4 de este trabajo, los planos de esta Alternativa se detallan en el Anexo 10. A continuación, se procede a explicar algunos de los aspectos geométricos nuevos y mejorados que tendrá este diseño geométrico.

- Paso deprimido de 2 carriles de 3.50 m. cada uno, en cada sentido de flujo vehicular para la Av. De las Américas.
- Paso elevado de 1 carril de 4.50 m. para los flujos que provienen del acceso E2 y llegan hasta la salida E6, con un sobreancho de 0.60m.
- Canalización derecha de 7.50 m. de dos carriles para los flujos que provienen del acceso E7 y E8in, que llegan a la salida E1.
- Canalización derecha de 7.50 m. de dos carriles para los flujos que provienen del acceso E5 y llegan a la salida E6 o E8out.
- Se conserva la canalización derecha del flujo que proviene del acceso E2 y llega hasta la salida E3out.
- Redondel con radio de 14 m. en la intersección
- Los accesos E2 y E7 tienen 2 carriles de entrada, el acceso E5 que tiene solo un carril de entrada. Estos carriles tienen 3.30 m. El acceso E3 in tiene un solo carril de entrada pero por el ancho 7.50 m. con el que llega a la rotonda se considera que abarcara dos carriles a la entrada.

- La rotonda tiene dos carriles de circulación de 4 m. cada uno.
- Se considera retornos de los flujos que entran por el acceso E7 y salen por E6, por el acceso E3 in y salen por E3out, y para los del acceso E8 in que salen por E8out.
- Se considera que todo el tráfico pesado entra a la rotonda.
- Se ha mejorado el radio de la curva para realizar el giro de E6 a E8in, la pendiente del proyecto para este giro es del 15.92%.
- Para el paso deprimido: las pendientes están por debajo del 10 %, el valor K es el máximo admisible al proyecto. Para el paso elevado: las pendientes son de 10% y los valores de K son los máximos admisibles para el proyecto.
- Las transiciones para la entrada y salida del proyecto tienen 60 m. para la Av. De las Américas y 50 m. para la Av. Ruta Machángara.
- Las veredas se reducirán, para la Av. De las Américas: las veredas antes del redondel y la vereda izquierda después del redondel serán de 2 m. la vereda derecha después del redondel será de 3 m. y para la Av. Ruta Machángara la vereda derecha será de 1.50 m.

En la Figura 3.10 y Figura 3.11, se presenta un esquema del nuevo diseño geométrico de la intersección

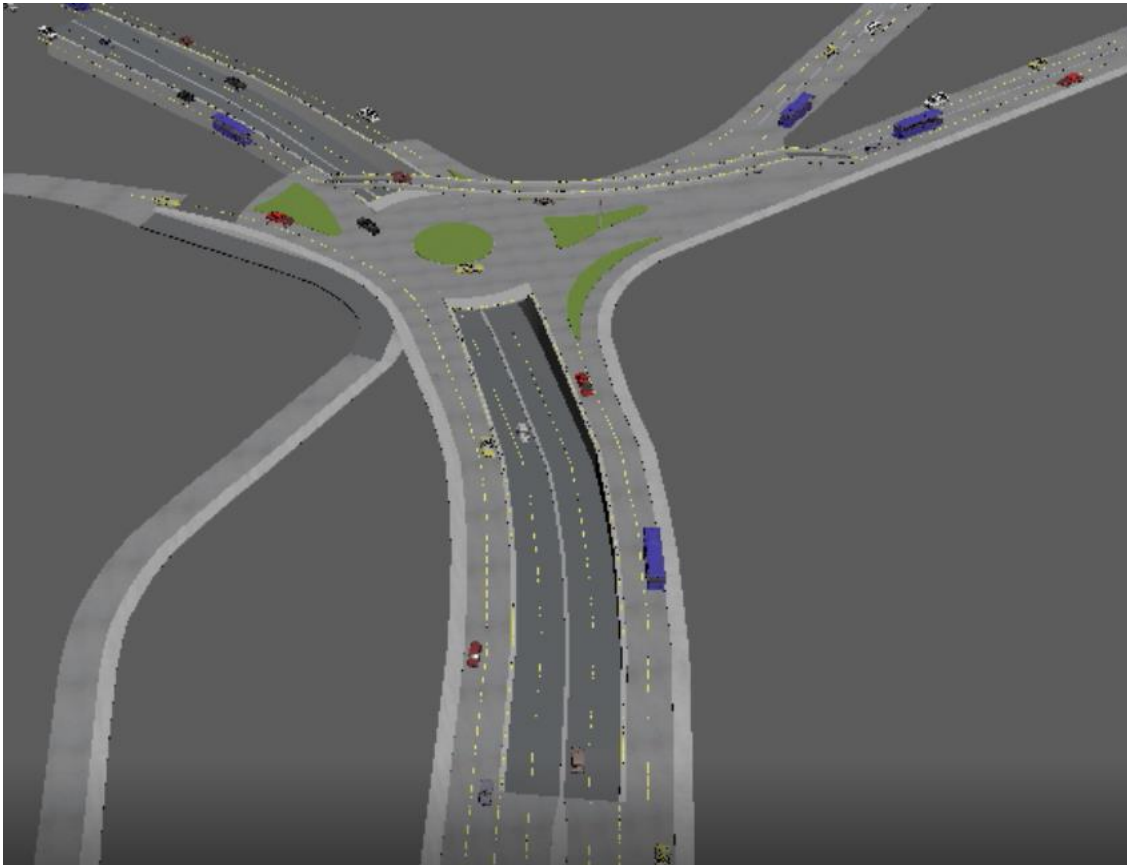


Figura 3.10. Esquema de solución para la alternativa 1



Figura 3.11. Esquema de solución para la alternativa 1

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se precede a realizar una comparación de los resultados obtenidos en el capítulo 3, la cual se detalla en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Comparación de Alternativas.

Comparación de alternativas					
Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
Paso Deprimido - Rotonda - Paso Elevado		Intersección Semaforizada - Paso Deprimido (dos sentidos de la Av. De las Américas)		Intersección Semaforizada - Paso deprimido (un solo Sentido de la Av. De las Américas con derivación hacia la Av. Ruta Machángara)	
Relación V/C, para acceso más crítico 2017-2027					
0.57	0.98	0.99	1.43	1.37	1.75
Demora para acceso más crítico 2017-2027					
14.2	59.9	56.5	238	191.7	360.6
Demora para la alternativa en general 2017-2027					
13.0	47.4	43.6	177.6	125	291
Nivel de servicio, para acceso más crítico 2017-2027					
B	F	E	F	F	F
Nivel de servicio, para la alternativa en general 2017-2027					
B	E	D	F	F	F

Entonces en base a las demoras y niveles de servicio para las diferentes alternativas que se han presentado en la Tabla 3.30, podemos afirmar que la Alternativa 1 es la mejor de las tres alternativas para solucionar el problema de tránsito en esta zona. Sin embargo, es notoriamente claro que el presupuesto para su construcción será mayor, puesto que esta alternativa incluye un paso deprimido y un paso elevado, mientras que las otras dos solamente tienen un

paso deprimido. Desde una perspectiva operacional, se escoge la Alternativa 1 por ser la que presenta el mejor nivel de desempeño durante su periodo de diseño.

Con el propósito de evidenciar los aspectos que se pretenden mejorar, se procede a realizar una comparación entre las condiciones de la intersección actual y la Alternativa 1 como se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Comparación entre la Intersección Actual y la Intersección Mejorada.

Intersección actual	Intersección Mejorada		
Relación V/C, para acceso más crítico 2017-2027-2037			
3.28	0.57	0.98	1.675
Demora para acceso más crítico 2017-2027-2037			
1074.4	14.2	59.9	335.2
Demora para la intersección en general 2017-2027-2037			
791.6	13	47.4	273.5
Nivel de servicio, para acceso más crítico 2017-2027-2037			
F	B	F	F
Nivel de servicio, para la intersección en general 2017-2027-2037			
F	B	E	F

Claramente se observa una solución efectiva para las condiciones del tránsito en la intersección actual. Para el acceso más crítico se puede evidenciar una relación V/C de 3.28, lo que nos indica un flujo de 3.28 veces más que la capacidad; mientras que para la intersección mejorada en el año 2037 se tendrá una relación V/C de 1.675. Con respecto a las demoras, se puede evidenciar para la intersección actual una demora de 1074.4 para el acceso más crítico y 791.6 para la intersección en general; en cambio para la intersección mejorada en el año 2037 las demoras son de 335.6 para el acceso más crítico y 273.5 para la intersección en general. Esto nos indica que para el año 2037 la intersección mejorada no tendrá características similares a las que posee ahora, pese a que el nivel de servicio sea F.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo ha concluido que la intersección actual está colapsada, puesto que los resultados indican que los flujos que llegan a la intersección son en promedio de dos a tres veces de la capacidad que soporta. Además, posee demoras de alrededor de 10 minutos, en donde cada acceso de la intersección tiene un nivel de servicio F, lo que hace evidente la intervención inmediata para solucionar estos problemas de tráfico.

De los objetivos que se propusieron para este trabajo de titulación se han cumplido todos, puesto que se ha realizado la evaluación del estado actual y de 3 alternativas en base a los niveles de servicio y las demoras, para realizar el

estudio se necesitaron datos del conteo vehicular, del registro de placas y del levantamiento topográfico los cuales han sido realizados satisfactoriamente.

De las Alternativas que se analizaron, la Alternativa 1 es la que proporciona los mejores resultados para descongestionar los flujos vehiculares que atraviesan la intersección. Sin embargo, esta alternativa produce un presupuesto mayor que las otras alternativas, puesto que, contiene un paso elevado y un paso deprimido. Se debe recalcar que según los resultados obtenidos para la alternativa 1, la intersección tendría un Nivel de servicio F en el año 2037 con demoras de alrededor de 5 minutos, lo que sigue siendo una mejora a la situación actual de la intersección. Es importante acotar que para el año 2027 se puede realizar un nuevo análisis de tránsito donde se reemplace la rotonda por una intersección controlada por semáforos, lo que, basado en la investigación realizada para este trabajo, posiblemente produzca una mejor solución. El análisis de una intersección semaforizada no se puede realizar a la alternativa 1 en la actualidad, debido a que no cumple con los requisitos mínimos por su instalación (Sección 2.4.2 de este trabajo).

De la metodología que se ha usado para este trabajo de titulación se puede concluir lo siguiente:

Con respecto a las rotondas, la capacidad de acceso a una rotonda disminuye a medida que aumenta el flujo circulante, entonces se debe mencionar que el HCM 2010 usa en gran parte las recomendaciones y los datos recolectados de un estudio de 31 sitios en EE.UU. realizado por la National Cooperative Highway Research Program Project (NCHRP). Es decir, el modelo de capacidad presentado en este trabajo de titulación refleja las observaciones realizadas en las rotondas de los EE.UU. en 2003, en donde no se tenía aun una familiaridad con este tipo de intersecciones, entonces es probable que la capacidad de la rotonda de los EE.UU. aumente en algún grado con una mayor familiaridad del conductor. Además, las comunidades con mayor densidad de rotondas o conductores generalmente más familiarizados, pueden experimentar mayores capacidades. Por lo tanto, se recomienda la calibración local de los modelos de capacidad para reflejar mejor el comportamiento del conductor local.

La metodología para rotondas no tiene en cuenta los efectos de dispositivos cercanos de control de tráfico o cruces peatonales señalizados, puesto que se aplica a rotondas aisladas con hasta dos carriles de entrada y hasta un carril de derivación por acceso. Pese a esto se ha utilizado esta metodología para realizar los cálculos para la intersección actual y para la Alternativa 1 que tiene dos carriles de derivación; considerando las asunciones especificadas en la sección 2.5.3. Las rotondas de tres carriles no están incluidas en esa metodología, pero pueden ser analizadas por una serie de herramientas alternativas, las cuales no están detalladas específicamente en el HCM 2010, por lo que no se incluyó en este Trabajo.

La metodología presentada para automóviles en rotondas cubre bastante bien las rotondas típicas, pero carece de ejemplos de situaciones en las que:



- Se produzca una inversión de prioridad, que puede ocurrir cuando el tráfico entrante domina una entrada, haciendo que el tráfico circulante ceda el paso.
- Una gran actividad peatonal o ciclista este presente.
- La rotonda está muy cerca de una o más rotondas.
- Más de dos carriles de entrada están presentes en uno o más accesos.
- Uno o más carriles de entrada son de limitada o corta longitud (un diseño abocinado).

Con respecto a las intersecciones señalizadas, se debe modificar el diseño geométrico de la intersección, incrementar la duración del ciclo y/o cambiar el diseño de la señal para los grupos de carriles con una relación volumen-capacidad mayor a 1. Mientras que para los grupos de carriles con una relación volumen capacidad menor a 0.85 se debe reducir el intervalo de tiempo de la indicación de verde y/o el tiempo del ciclo. En relación a las demoras, los grupos de carril con relaciones volumen-capacidad bajas presentan demoras altas debido a las siguientes condiciones: larga duración del ciclo o que las fases establecidas no son las adecuadas para las condiciones de tráfico analizadas. Mientras que para los grupos de carriles con relaciones volumen-capacidad altas las demoras son bajas debido a las siguientes condiciones: alta capacidad del grupo de carriles, duración muy corta del ciclo y la falta de cola inicial.

La metodología empleada en las intersecciones controladas por semáforo (Alternativas 2 y 3) evalúa las condiciones en las que la cola de espera no afecta al rendimiento de la intersección en estudio ni a ninguna intersección corriente arriba durante el período de análisis. Razón por la cual no se evalúa las demoras debido a la presencia de la cola inicial. Además, no se consideró el uso de ninguna herramienta alternativa de análisis para evaluar el desempeño de la intersección debido a que la metodología no presentaba limitaciones considerables. Las Funciones del controlador de cambio de señal y la metodología no contemplan los movimientos de preferencia o modos prioritarios. Las ventajas a considerar de esta metodología en comparación con el uso de herramientas alternativas de análisis basadas en la simulación son las siguientes:

- Los factores de ajuste de la tasa de saturación producen una estimación más precisa de la tasa de flujo, debido a que se obtienen de forma empírica.
- Estimación directa de la capacidad y la relación volumen-capacidad.
- Estimación de LOS a largo plazo.

Sin embargo, se deberá utilizar herramientas alternativas de análisis de si se considera que alguna de las limitaciones que se mencionan a continuación influyen significativamente al desempeño de la intersección [3]:

- Cola en espera en la intersección en estudio desde una intersección corriente abajo;
- Cola en espera desde la intersección en estudio hasta una intersección corriente arriba;
- Movimientos de giro servidos por más de dos carriles exclusivos;



- Movimientos de giro a la derecha que no están bajo control de una señal;
- Calificaciones de LOS por parte de los peatones, superiores al 2%, y
- Vuelta a la derecha de alta velocidad.

Con respecto a los cruces peatonales, la metodología de este trabajo no incluye el efecto de los conductores que ceden el paso a los peatones en el procedimiento de cálculo para la capacidad del carril de derivación.

Las investigaciones realizadas hasta la fecha sobre los impactos operacionales al tráfico vehicular debido a la presencia de peatones en las rotondas son limitadas. Pero se menciona que los peatones tienen el derecho de paso, ya sea después de entrar en un cruce peatonal o cuando están a punto de entrar en el paso peatonal, pese a esto investigaciones han encontrado que algunas rotondas presentan un desafío para los peatones ciegos y con discapacidades visuales en relación con los peatones videntes, [3].

Para las intersecciones señalizadas de la alternativa 2 y 3, aunque no fueron las mejores soluciones, se realizó el estudio respectivo de los cruces peatonales; los resultados obtenidos indican niveles de servicio aceptables.

Con respecto a los niveles de servicio que se producen en la intersección, se deben interpretar cuidadosamente, porque pueden existir grupos de carriles que operan de manera deficiente en comparación con el desempeño un desempeño aceptable de toda la intersección. Por esta razón el criterio para comprender el LOS de la intersección se basa en el LOS del grupo de carriles con el rendimiento más bajo.

El diseño geométrico de la alternativa 1, se ha realizado en base a la Normativa actual vigente, proporcionada por el MTOP, INEN y NCHRP Transportation Research board. Cabe recalcar que para el análisis de tránsito de la Alternativa 1 no se consideró el tráfico de vehículos livianos que realizaban giros en "U" que circulaban por la AV. Del Toril, la Av. Independencia y la Av. Ruta Machángara, por lo que para cada uno de estos accesos se consideró que tiene un espacio para hacer el giro antes de entrar a la rotonda, en el caso de la Av. Ruta Machángara el giro en "U"; se realiza bajo el paso elevado antes de ingresar a la rotonda.

Se recomienda la calibración local de cualquier modelo utilizado por el HCM para analizar intersecciones de cualquier tipo, puesto que, la calibración proporciona modelos esenciales para producir resultados realistas que sean consistentes con los datos de campo.



Referencias:

- [1] Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, *Volumen No. 2 - Libro A Norma para estudios y diseños viales*. 2012.
- [2] R. D. C. MINISTERIO DE TRANSPORTE INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, SUBDIRECCIÓN DE APOYO TÉCNICO, *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*. 2008.
- [3] H. C. Manual, "HCM2010," *Transp. Res. Board, Natl. Res. Counc. Washington, DC*, 2010.
- [4] L. Bañon and J. F. Beviá García, *Manual de carreteras. Volumen I: elementos y proyecto*. Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, SA, 2000.
- [5] N. Rouphail, J. Hummer, I. I. Milazzo, and P. Allen, "Capacity analysis of pedestrian and bicycle facilities: Recommended procedures for the 'pedestrians' chapter of the highway capacity manual," 1998.
- [6] R. C. M. Dunn and R. L. Pretty, "Mid-block pedestrian crossings-an examination of delay," *Aust. Road Res.*, vol. 12, no. 4, 1984.
- [7] MSP, *Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor en Calles y Carreteras*, Quinta edi. 03028 México, D .F, 2000.
- [8] R. Cal y Mayor and J. Cárdenas, "Ingeniería de tránsito, fundamentos y aplicaciones." Alfaomega, 2006.
- [9] F. V. Webster, "Traffic signal settings," 1958.
- [10] R. P. Roess, E. S. Prassas, and W. R. McShane, *Traffic engineering*, Fourth Edi. Prentice Hall, 2011.
- [11] L. Rodegerdts, *Roundabouts in the United States*, vol. 572. Transportation Research Board, 2007.
- [12] B. Stuwe, "Capacity and safety of roundabouts—German results," in *Intersections without Traffic Signals II*, Springer, 1991, pp. 1–12.
- [13] Ministerio de Obras Públicas, *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras*. 2003.
- [14] AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2001.
- [15] N. J. Garber and L. A. Hoel, *Ingeniería de tránsito y de carreteras*. Cengage Learning Editores, 2004.
- [16] B. W. Robinson *et al.*, "Roundabouts: An informational guide," *U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-RD-00-067*, Washington, D.C., 2000.
- [17] Washington State Department of Transportation, "Roundabouts 1320.01," 2013.

ANEXOS:

Anexo 1. Formatos que se utilizaron para la recolección de datos.

UNIVERSIDAD DE CUENCA - FACULTAD DE INGENIERIA - ESCUELA CIVIL												
ESTUDIO DE TRÁFICO : CENSO VOLUMÉTRICO CLASIFICADO-												
ESTACION N° _____		ENCUESTADOR: _____										
VIA: _____		FECHA: _____				HORA FIN: _____						
SENTIDO: _____		HORA INICIO: _____										
HORAS	LIVIANOS					BUSES		CAMIONES		Trailer	Motos	Bicicletas
	2 o + Ejes	2 Ejes	3 Ejes	4 Ejes	5 Ejes	6 Ejes	7 Ejes	8 Ejes				

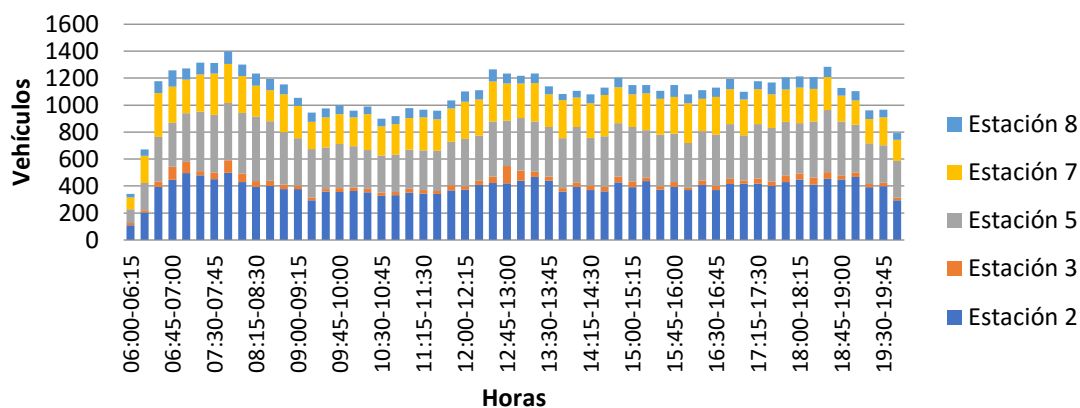
UNIVERSIDAD DE CUENCA - FACULTAD DE INGENIERIA - ESCUELA CIVIL - ENCUESTAS ORIGEN - DESTINO							
ESTUDIO DE TRÁFICO : REGISTRO DE PLACAS CLASIFICADO-							
ESTACION N° _____		ENCUESTADOR: _____					
VIA: _____		FECHA: _____				HORA FIN: _____	
SENTIDO: _____		HORA INICIO: _____					
PLACA	TIPO DE VEHÍCULO	PLACA	TIPO DE VEHÍCULO	PLACA	TIPO DE VEHÍCULO	PLACA	TIPO DE VEHÍCULO

Anexo 2. a) Conteo vehicular general ajustado para los ingresos, y b) Conteo vehicular general ajustado para las salidas, los cuales se presentan en lapsos de 15 minutos.

HORAS	INGRESOS						TOTAL SIN OTROS	VEH/HORA
	E2	E3 IN	E5	E7	E8 IN			
06:00-06:15	108	18	101	89	25		341	
06:15-06:30	203	18	202	201	48		672	
06:30-06:45	394	41	330	325	87		1177	
06:45-07:00	446	98	325	268	122		1259	3449
07:00-07:15	496	84	360	249	83		1272	4380
07:15-07:30	480	30	442	276	87		1315	5023
07:30-07:45	451	50	427	306	79		1313	5159
07:45-08:00	498	92	426	290	93		1399	5299

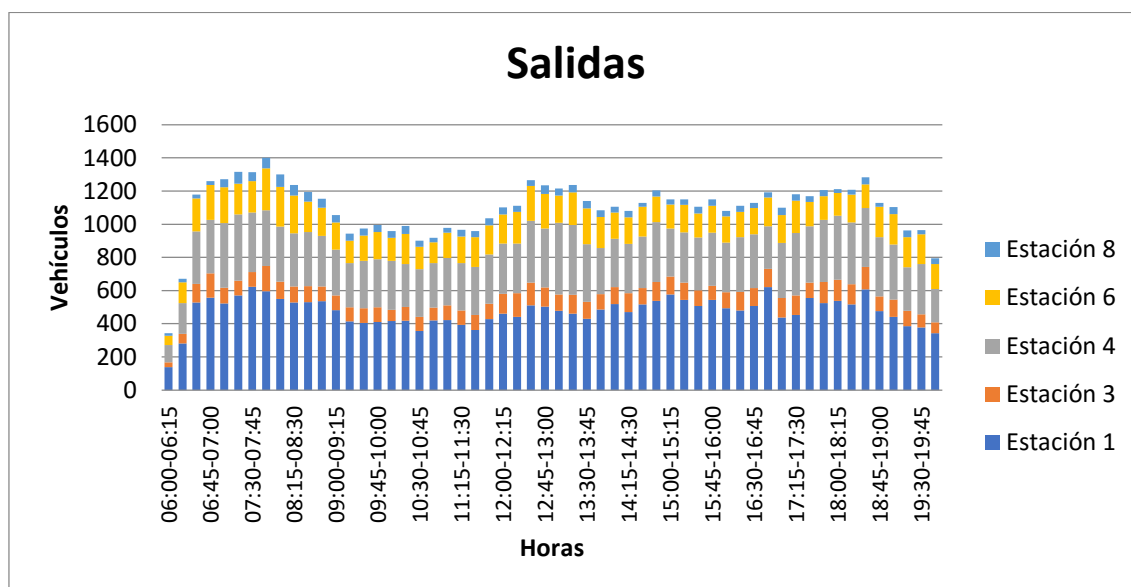
08:00-08:15	429	61	452	273	86	1301	5328
08:15-08:30	393	43	480	228	91	1235	5248
08:30-08:45	401	37	442	231	82	1193	5128
08:45-09:00	377	34	390	278	75	1154	4883
09:00-09:15	378	26	351	240	60	1055	4637
09:15-09:30	293	23	357	204	68	945	4347
09:30-09:45	358	18	311	223	66	976	4130
09:45-10:00	355	30	327	220	65	997	3973
10:00-10:15	363	25	308	212	50	958	3876
10:15-10:30	353	27	288	265	57	990	3921
10:30-10:45	328	22	276	216	58	900	3845
10:45-11:00	333	22	279	225	60	919	3767
11:00-11:15	350	30	290	235	72	977	3786
11:15-11:30	345	25	294	244	58	966	3762
11:30-11:45	342	22	298	233	63	958	3820
11:45-12:00	367	38	323	247	60	1035	3936
12:00-12:15	372	27	351	276	76	1102	4061
12:15-12:30	408	30	336	267	69	1110	4205
12:30-12:45	423	47	409	297	89	1265	4512
12:45-13:00	420	128	337	275	74	1234	4711
13:00-13:15	438	76	390	258	56	1218	4827
13:15-13:30	467	39	373	284	72	1235	4952
13:30-13:45	440	30	367	244	58	1139	4826
13:45-14:00	358	27	370	282	46	1083	4675
14:00-14:15	393	35	411	217	51	1107	4564
14:15-14:30	370	33	354	257	66	1080	4409
14:30-14:45	360	35	374	307	53	1129	4399
14:45-15:00	428	42	396	267	71	1204	4520
15:00-15:15	391	43	403	242	69	1148	4561
15:15-15:30	436	26	351	275	62	1150	4631
15:30-15:45	372	26	383	266	59	1106	4608
15:45-16:00	394	36	357	275	88	1150	4554
16:00-16:15	369	17	334	293	68	1081	4487
16:15-16:30	409	33	365	239	66	1112	4449
16:30-16:45	369	33	378	281	68	1129	4472
16:45-17:00	414	39	406	260	75	1194	4516
17:00-17:15	418	23	336	266	56	1099	4534
17:15-17:30	418	38	403	258	61	1178	4600
17:30-17:45	401	34	395	250	89	1169	4640
17:45-18:00	429	50	397	239	91	1206	4652
18:00-18:15	448	45	374	262	84	1213	4766
18:15-18:30	410	53	416	241	88	1208	4796
18:30-18:45	453	50	461	245	75	1284	4911
18:45-19:00	449	31	398	192	58	1128	4833
19:00-19:15	467	34	353	182	69	1105	4725
19:15-19:30	392	24	300	181	65	962	4479
19:30-19:45	398	27	277	207	56	965	4160
19:45-20:00	294	20	272	157	50	793	3825
TOTAL	21849	2145	19906	13820	3873	61593	

Ingresos



HORAS	SALIDAS					TOTAL
	E1	E3 OUT	E4	E6	E8 OUT	
06:00-06:15	139	28	104	57	14	342
06:15-06:30	281	58	185	126	21	671
06:30-06:45	529	111	317	199	23	1179
06:45-07:00	558	146	323	209	23	1259
07:00-07:15	522	95	389	217	49	1272
07:15-07:30	571	89	399	186	71	1316
07:30-07:45	623	89	359	189	53	1313
07:45-08:00	595	153	337	252	63	1400
08:00-08:15	549	105	332	239	75	1300
08:15-08:30	528	96	322	227	63	1236
08:30-08:45	530	97	326	184	57	1194
08:45-09:00	535	90	304	170	55	1154
09:00-09:15	481	89	276	164	45	1055
09:15-09:30	414	86	266	135	43	944
09:30-09:45	404	89	286	153	43	975
09:45-10:00	411	89	288	164	44	996
10:00-10:15	417	66	297	139	39	958
10:15-10:30	418	83	258	182	49	990
10:30-10:45	357	84	288	135	36	900
10:45-11:00	420	77	268	126	28	919
11:00-11:15	422	88	287	151	30	978
11:15-11:30	393	86	287	159	41	966
11:30-11:45	362	91	289	179	38	959
11:45-12:00	428	92	297	177	42	1036
12:00-12:15	461	119	303	176	43	1102
12:15-12:30	441	144	299	191	36	1111
12:30-12:45	511	137	373	210	35	1266
12:45-13:00	503	115	356	209	51	1234
13:00-13:15	477	99	433	164	43	1216
13:15-13:30	461	113	421	197	44	1236

13:30-13:45	429	103	348	215	45	1140
13:45-14:00	486	92	279	187	40	1084
14:00-14:15	519	101	293	158	35	1106
14:15-14:30	471	114	296	160	39	1080
14:30-14:45	516	98	311	181	22	1128
14:45-15:00	537	115	360	156	35	1203
15:00-15:15	577	107	290	145	30	1149
15:15-15:30	543	105	303	166	33	1150
15:30-15:45	506	96	318	144	42	1106
15:45-16:00	544	85	320	162	38	1149
16:00-16:15	494	96	300	158	33	1081
16:15-16:30	479	112	330	153	37	1111
16:30-16:45	506	109	325	157	31	1128
16:45-17:00	620	111	257	174	31	1193
17:00-17:15	437	119	331	168	44	1099
17:15-17:30	453	117	377	195	38	1180
17:30-17:45	556	92	339	147	36	1170
17:45-18:00	525	127	374	144	36	1206
18:00-18:15	538	128	385	138	23	1212
18:15-18:30	516	122	373	168	29	1208
18:30-18:45	608	134	356	142	43	1283
18:45-19:00	475	89	357	184	23	1128
19:00-19:15	442	103	333	183	43	1104
19:15-19:30	386	92	263	180	42	963
19:30-19:45	378	78	304	179	26	965
19:45-20:00	342	67	201	149	35	794
TOTAL	26624	5616	17592	9559	2206	61597



Anexo 3. a) Matriz O-D que resulto de la compatibilización de placas en el lapso de 7H00 a 9H00 de la mañana, b) esta matriz es proyectada a la hora pico del Anexo 2.a (5328 veh/h).

a) MATRIZ GENERAL DE LA MAÑANA

b) MATRIZ PROYECTADA A LA HORA PICO

		SALIDAS					ENTRADAS			SALIDAS					ENTRADAS		
		E1	E3out	E4	E6	E8out				E2	E3out	E4	E6	E8out			
ENTRADAS	E2	21	26	254	235	6		ENTRADAS	E3	75	93	911	843	22		ENTRADAS	E3
	E3in	27	7	4	3	1			E3 in	97	25	14	11	4			E3 in
	E5	385	3	18	81	30			E9	1381	11	65	291	108			E9
	E7	157	26	83	25	12			E11	563	93	298	90	43			E11
	E8in	10	6	50	6	9			E8 in	36	22	179	22	32			E8 in
TOTAL		600	68	409	350	58	1485	TOTAL		2153	244	1467	1256	208	5328	TOTAL	

Anexo 4. Conteo automático. Factor horario y factor diario

CONTEO AUTOMATICO DE TRÁFICO								
Calle principal		Av. De las Américas		Calle secundaria		Paseo Rio Machángara		
Estación								
Fecha:	28/07/2016-3/08/2016							
Hora	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Total
00:00-01:00	140	182	194	262	350	659	621	2408
01:00-02:00	119	113	169	173	253	547	591	1965
02:00-03:00	116	105	113	250	232	504	695	2015
03:00-04:00	169	143	179	187	200	468	556	1902
04:00-05:00	282	298	298	565	338	579	439	2799
05:00-06:00	757	858	882	764	743	988	630	5622
06:00-07:00	2366	2387	2211	2342	2165	1860	1048	14379
07:00-08:00	3318	3604	3877	3364	3367	2914	1424	21868
08:00-09:00	3841	4022	4054	3592	3816	3271	1808	24404
09:00-10:00	3759	3880	3787	3526	3791	3520	1997	24260
10:00-11:00	3850	3633	3545	3785	3552	3545	2333	24243
11:00-12:00	3779	3573	3615	3741	3927	3848	2595	25078
12:00-13:00	3935	3744	3691	3815	4031	3980	2777	25973
13:00-14:00	3686	3661	3664	4068	3807	3787	2534	25207
14:00-15:00	4093	3622	3991	3867	3993	3574	2341	25481
15:00-16:00	4197	3937	4058	3934	4036	3159	2547	25868
16:00-17:00	4303	3906	4107	3994	4189	2981	2592	26072
17:00-18:00	4235	4047	3836	4056	4268	2837	2615	25894
18:00-19:00	3716	3529	2947	3203	3341	2763	2688	22187
19:00-20:00	3582	3103	2797	2303	3375	2506	2573	20239
20:00-21:00	2576	2498	2574	2943	3241	2473	2168	18473
21:00-22:00	1975	1857	2013	2011	2619	2087	1596	14158
22:00-23:00	1360	1353	1338	1564	1697	1532	993	9837
23:00-24:00	549	655	764	1019	1181	1036	503	5707
TOTAL	60703	58710	58704	59328	62512	55418	40664	396039
F. HORARIO	1.153	1.159	1.170	1.196	1.210	1.244	1.276	
F. DIARIO	0.932	0.964	0.964	0.954	0.905	1.021	1.391	

Anexo 5. Registro de censos poblacionales

FECHA CENSO	AZUAY		CUENCA			
			CANTON		CIUDAD	
	Habitantes	Crecimiento	Habitantes	Crecimiento	Habitantes	Crecimiento
1950	250975	0.75%	122434	1.30%	39983	3.50%
1962	274642	2.45%	143031	3.38%	60402	4.67%
1974	367324	2.34%	213027	3.25%	104470	4.83%
1982	442019	1.71%	275070	2.34%	152406	3.13%
1990	506090	1.55%	331028	2.14%	194981	3.26%
2001	599546	1.93%	417632	2.15%	277374	3.26%
2010	712127		505585		370090	

Anexo 6. Proyección poblacional de la provincial del Azuay, el cantón Cuenca y la ciudad Cuenca

AÑO	AZUAY		CUENCA			
			CANTON		CIUDAD	
	Habitantes	Crecimiento	Habitantes	Crecimiento	Habitantes	Crecimiento
2017	814113	1.93	586,611	2.15	463,146	3.26
2018	829829	1.93	599,201	2.15	478,227	3.26
2019	845848	1.93	612,061	2.15	493,798	3.26
2020	862177	1.93	625,197	2.15	509,877	3.26
2021	878820	1.93	638,615	2.15	526,479	3.26
2022	895786	1.93	652,321	2.15	543,622	3.26
2023	913078	1.93	666,321	2.15	561,323	3.26
2024	930704	1.93	680,622	2.15	579,600	3.26
2025	948671	1.93	695,230	2.15	598,472	3.26
2026	966985	1.93	710,151	2.15	617,959	3.26
2027	985652		725,392		638,081	
PROMEDIO		1.93		2.15		3.26

Anexo 7. Registro del consumo de combustibles en la provincia del Azuay. Factor mensual

MES	SUPER S.P.	GAS. EXTRA	DIESEL PREMIUM	SUMA
ENE	455,488	3,899,531	2,763,943	7,118,962
FEB	485,574	3,844,055	2,603,380	6,933,009
MAR	484,258	4,079,176	2,856,353	7,419,787
ABR	467,095	4,057,866	2,836,920	7,361,881
MAY	480,860	4,177,356	2,765,474	7,423,690
JUN	438,006	4,108,120	2,851,856	7,397,982
JUL	486,050	4,097,211	2,814,806	7,398,067

AGO	488,903	4,087,734	3,121,460	7,698,097
SEP	474,142	4,146,236	3,054,734	7,675,112
OCT	453,441	4,197,071	3,030,569	7,681,081
NOV	476,563	4,137,304	2,914,933	7,528,800
DIC	491,593	4,514,094	3,051,757	8,057,444
TOTAL	5,681,973	49,345,754	34,666,185	89,693,912
CONSUMO PROMEDIO MENSUAL				7,474,492.67
FACTOR MENSUAL PARA JUNIO (Fm)				1.010

Anexo 8. Proyecciones del tráfico vehicular para el periodo de diseño de 20 años

PROYECCIONES DE TPDA CADA CINCO AÑO						
Estación	Vehículos	T.P.D.A 2017	T.P.D.A 2022	T.P.D.A 2027	T.P.D.A 2032	T.P.D.A 2037
E2	L	24432	30707	38039	46561	56444
	B	770	857	953	1060	1179
	C2	1431	1592	1771	1969	2190
	C3	262	291	324	360	401
	C3S3	87	97	108	120	134
	Tot.	26983	33544	41195	50071	60348
E3	L	2240	2815	3487	4268	5174
	B	341	379	421	469	521
	C2	72	80	89	99	110
	C3	2	2	2	2	2
	C3S3	0	0	0	0	0
	Tot.	2654	3276	3999	4838	5808
E5	L	21593	27139	33619	41151	49886
	B	1065	1184	1317	1465	1629
	C2	1480	1646	1831	2037	2265
	C3	283	315	351	390	434
	C3S3	167	186	206	230	255
	Tot.	24589	30471	37325	45272	54469
E7	L	15239	19153	23726	29042	35206
	B	606	674	750	834	928
	C2	1068	1188	1322	1470	1635
	C3	77	85	95	105	117
	C3S3	81	90	100	111	123
	Tot.	17071	21191	25992	31562	38009
E8	L	4232	5319	6588	8065	9776
	B	35	39	44	48	54
	C2	267	297	330	367	408
	C3	136	152	169	188	209
	C3S3	113	126	140	156	174

	Tot.	4784	5932	7271	8824	10621
INTERSECCION	L	67736	85133	105461	129087	156487
	B	2817	3133	3485	3876	4311
	C2	4319	4804	5343	5942	6609
	C3	760	845	940	1045	1162
	C3S3	448	499	555	617	686
	Tot.	76080	94414	115782	140567	169255

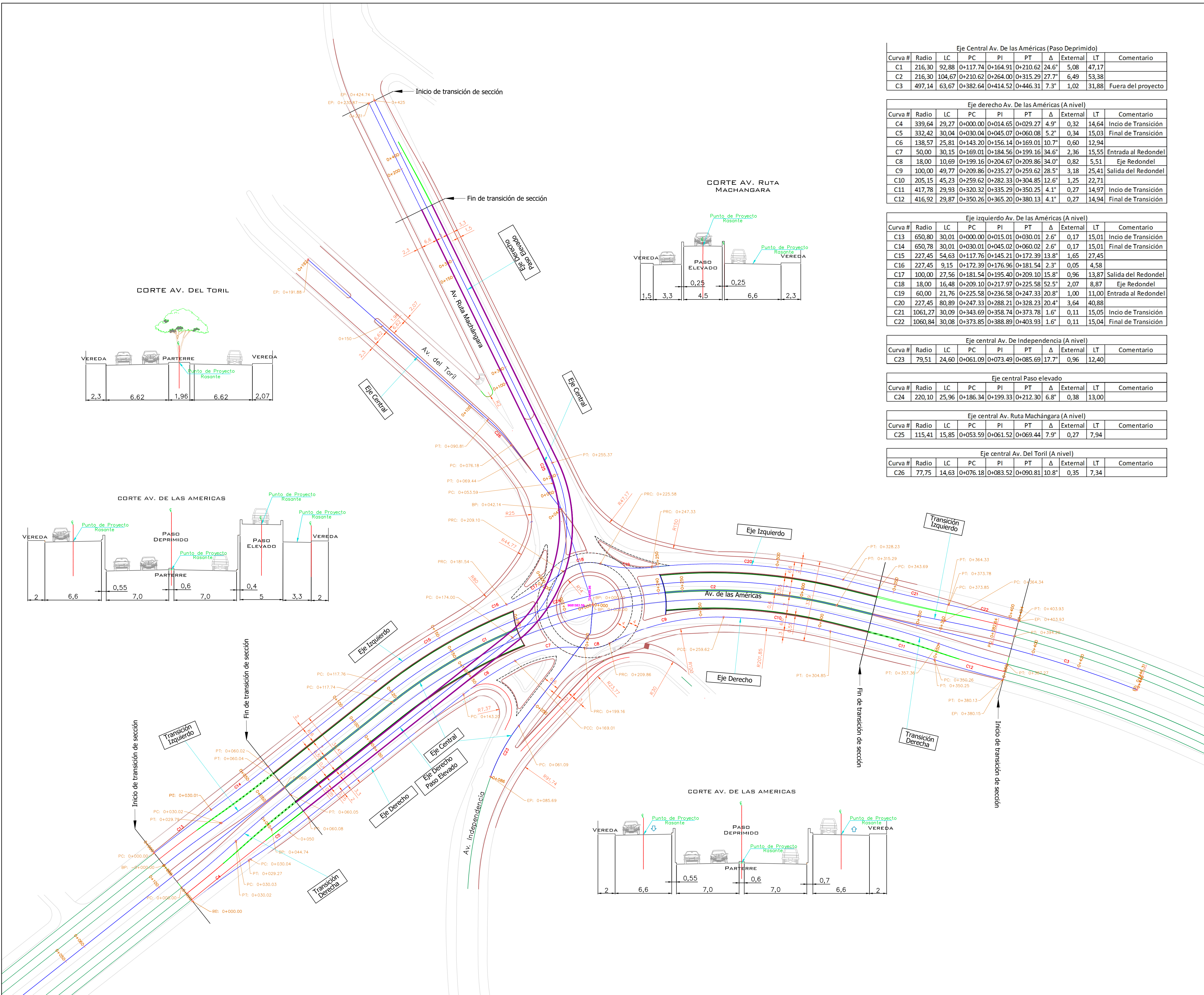
Anexo 9. Método Logístico

Ts	300
a	119.58
b	-0.0598141

AÑOS	POBLACION URBANA	VEHICULOS LIVIANOS	Tm	Ln(Ts/Tm -1)	Y = a+ bt	Tm CORREGIDO	LIVIANOS AJUSTADOS
1971	91098	3173	34.83	2.03	1.68	47.01	4282
1972	95353	3661	38.398	1.92	1.62	49.43	4713
1973	99808	4150	41.577	1.83	1.56	51.95	5185
1974	104470	4638	44.396	1.75	1.50	54.57	5701
1975	109520	5710	52.137	1.56	1.44	57.29	6274
1976	114814	6588	57.380	1.44	1.38	60.11	6902
1977	120364	8106	67.346	1.24	1.32	63.04	7588
1978	126182	8877	70.351	1.18	1.26	66.07	8337
1979	132281	11193	84.615	0.93	1.20	69.20	9154
1980	138675	11632	83.876	0.95	1.14	72.44	10045
1981	145379	12070	83.025	0.96	1.08	75.77	11016
1982	152406	17169	112.653	0.51	1.03	79.21	12072
1983	157172	16311	103.778	0.64	0.97	82.75	13006
1984	162088	15453	95.337	0.76	0.91	86.38	14001
1985	167157	17172	102.727	0.65	0.85	90.11	15062
1986	172384	18890	109.581	0.55	0.79	93.92	16190
1987	177775	20269	114.017	0.49	0.73	97.82	17390
1988	183335	21649	118.083	0.43	0.67	101.81	18664
1989	189068	23028	121.797	0.38	0.61	105.87	20016
1990	194981	20648	105.897	0.61	0.55	110.00	21448
1991	201330	19768	98.187	0.72	0.49	114.20	22992
1992	207885	18888	90.858	0.83	0.43	118.46	24626
1993	214654	22234	103.580	0.64	0.37	122.77	26353
1994	221644	21940	98.988	0.71	0.31	127.13	28178
1995	228861	25658	112.112	0.52	0.25	131.53	30103
1996	236313	27067	114.539	0.48	0.19	135.97	32130
1997	244007	30957	126.869	0.31	0.13	140.42	34264
1998	251952	31006	123.063	0.36	0.07	144.90	36508

1999	260156	35703	137.237	0.17	0.01	149.38	38863
2000	268627	42924	159.790	-0.13	-0.05	153.87	41333
2001	277374	44586	160.743	-0.14	-0.11	158.35	43921
2002	286406	44282	154.613	-0.06	-0.17	162.81	46630
2003	295731	52737	178.327	-0.38	-0.23	167.25	49461
2004	305361	56664	185.564	-0.48	-0.29	171.66	52418
2005	315304	63779	202.278	-0.73	-0.35	176.03	55504
2006	325570	71180	218.632	-0.99	-0.41	180.36	58720
2007	336171	71206	211.815	-0.88	-0.47	184.64	62069
2008	347117	71232	205.210	-0.77	-0.53	188.85	65554
2009	358420	71599	199.763	-0.69	-0.59	193.00	69176
2010	370090	71965	194.453	-0.61	-0.65	197.08	72939
2011	382141	78243	204.749	-0.77	-0.71	201.09	76845
2012	394584	79906	202.507	-0.73	-0.77	205.01	80895
2013	407432	79567	195.289	-0.62	-0.83	208.85	85094
2014	420698	84176	200.086	-0.69	-0.89	212.60	89442
2015	434397	89864	206.871	-0.80	-0.95	216.26	93943
2016	448541	85961	191.646	-0.57	-1.01	219.82	98600
2017	463146				-1.07	223.29	103415
2018	478227				-1.13	226.65	108392
2019	493798				-1.19	229.92	113533
2020	509877				-1.25	233.08	118842
2021	526479				-1.31	236.14	124321
2022	543622				-1.37	239.09	129976
2023	561323				-1.43	241.94	135809
2024	579600				-1.49	244.69	141825
2025	598472				-1.55	247.34	148027
2026	617959				-1.61	249.89	154421
2027	638081				-1.67	252.34	161010
2028	658858				-1.73	254.68	167801
2029	680311				-1.79	256.94	174798
2030	702462				-1.85	259.10	182006
2031	725335				-1.91	261.16	189432
2032	748953				-1.97	263.14	197081
2033	773340				-2.03	265.03	204961
2034	798521				-2.09	266.84	213076
2035	824521				-2.15	268.56	221435
2036	851369				-2.20	270.21	230045
2037	879090				-2.26	271.77	238913

Anexo 10. Planos del diseño Geométrico.



Eje Central Av. De las Américas (Paso Deprimido)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C1	216,30	92,88	0+117.74	0+164.91	0+210.62	24.6°	5,08	47,17	
C2	216,30	104,67	0+210.62	0+264.00	0+315.29	27.7°	6,49	53,38	
C3	497,14	63,67	0+382.64	0+414.52	0+446.31	7.3°	1,02	31,88	Fuera del proyecto

Eje derecho Av. de las Américas (A nivel)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C4	339,64	29,27	0+000.00	0+014.65	0+029.27	4.9°	0,32	14,64	Inicio de Transición
C5	332,42	30,04	0+030.04	0+045.07	0+060.08	5.2°	0,34	15,03	Final de Transición
C6	138,57	25,81	0+143.20	0+156.14	0+169.01	10.7°	0,60	12,94	
C7	50,00	30,15	0+169.01	0+184.56	0+199.16	34.6°	2,36	15,55	Entrada al Redondel
C8	18,00	10,69	0+199.16	0+204.67	0+209.86	34.0°	0,82	5,51	Eje Redondel
C9	100,00	49,77	0+209.86	0+235.27	0+259.62	28.5°	3,18	25,41	Salida del Redondel
C10	205,15	45,23	0+259.62	0+282.33	0+304.85	12.6°	1,25	22,71	
C11	417,78	29,93	0+320.32	0+335.29	0+350.25	4.1°	0,27	14,97	Inicio de Transición
C12	416,92	29,87	0+350.25	0+365.20	0+380.13	4.1°	0,27	14,94	Final de Transición

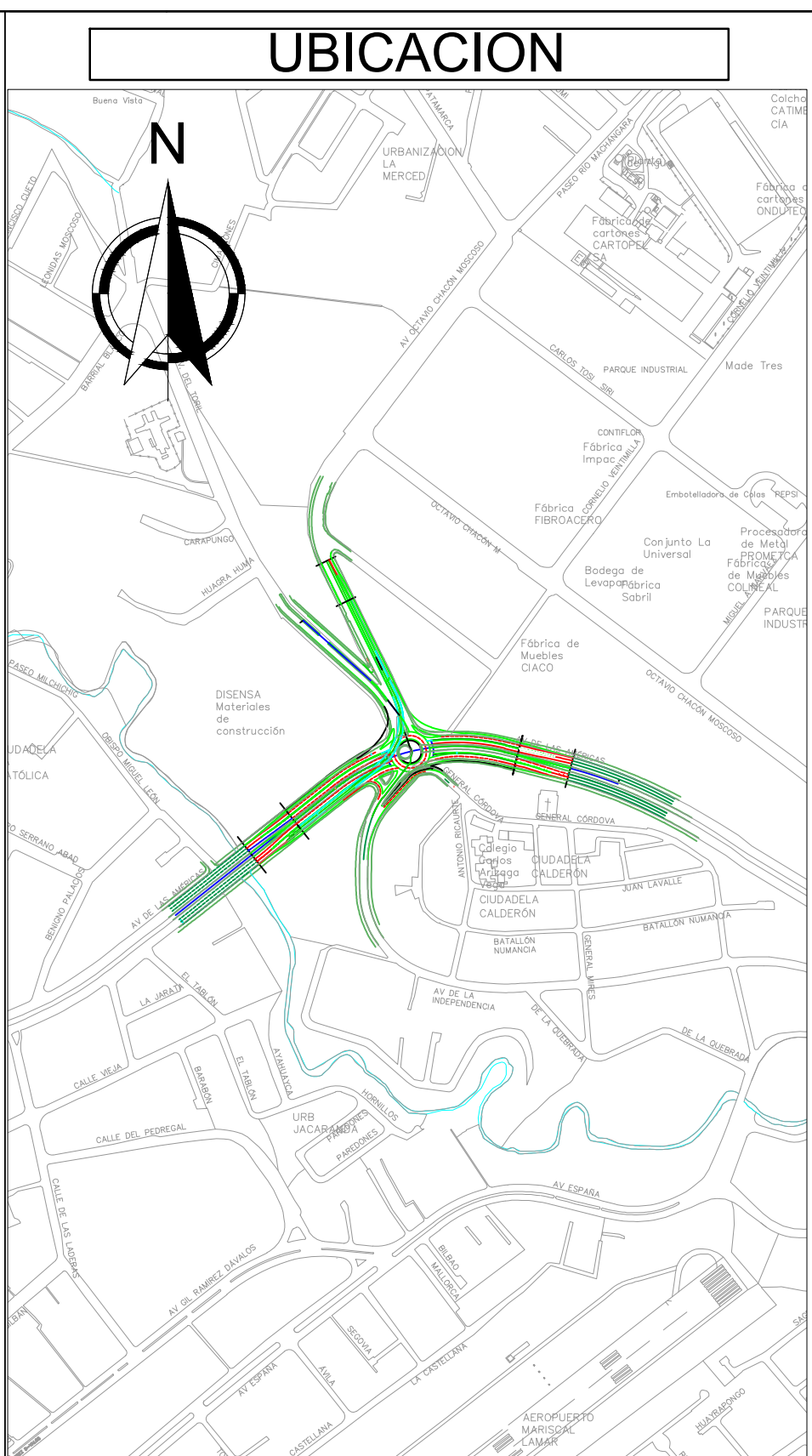
Eje izquierdo Av. De las Américas (A nivel)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C13	650,80	30,01	0+000.00	0+015.01	0+030.01	2.6°	0,17	15,01	Inicio de Transición
C14	650,78	30,01	0+030.01	0+045.02	0+060.02	2.6°	0,17	15,01	Final de Transición
C15	227,45	54,63	0+117.76	0+145.21	0+172.39	13.8°	1,65	27,45	
C16	227,45	9,15	0+172.39	0+176.96	0+181.54	2.3°	0,05	4,58	
C17	100,00	27,56	0+181.54	0+195.40	0+209.10	15.8°	0,96	13,87	Salida del Redondel
C18	18,00	16,48	0+209.10	0+217.97	0+225.58	52.5°	2,07	8,87	Eje Redondel
C19	60,00	21,76	0+225.58	0+236.58	0+247.33	20.8°	1,00	11,00	Entrada al Redondel
C20	227,45	80,89	0+247.33	0+288.21	0+328.23	20.4°	3,64	40,88	
C21	1061,27	30,09	0+343.69	0+358.74	0+373.78	1.6°	0,11	15,05	Inicio de Transición
C22	1060,84	30,08	0+373.85	0+388.89	0+403.93	1.6°	0,11	15,04	Final de Transición

Eje central Av. De Independencia (A nivel)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C23	79,51	24,60	0+061.09	0+073.49	0+085.69	17.7°	0,96	12,40	

Eje central Paso elevado									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C24	220,10	25,96	0+186.34	0+199.33	0+212.30	6.8°	0,38	13,00	

Eje central Av. Ruta Machangara (A nivel)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C25	115,41	15,85	0+053.59	0+061.52	0+069.44	7.9°	0,27	7,94	

Eje central Av. Del Toril (A nivel)									
Curva #	Radio	LC	PC	PI	PT	Δ	External	LT	Comentario
C26	77,75	14,63	0+076.18	0+083.52	0+090.81	10.8°	0,35	7,34	



SIMBOLOGIA	
	EJE PROYECTO
	EJE ACTUAL
	EJE PROYECTO SECUNDARIO
	PROYECTO PASO ELEVADO
	PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
	PROYECTO PASO DEPRIMIDO
	PROYECTO VERTICAL
	SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN ENTRE LA AV. DE LAS AMERICAS Y PASEO RUTA MACHANGARA, CON UN POSIBLE MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR: Christian Toledo, Jose Romero

CONTENIDO: Diseño geométrico nuevo para la intersección PLANTA

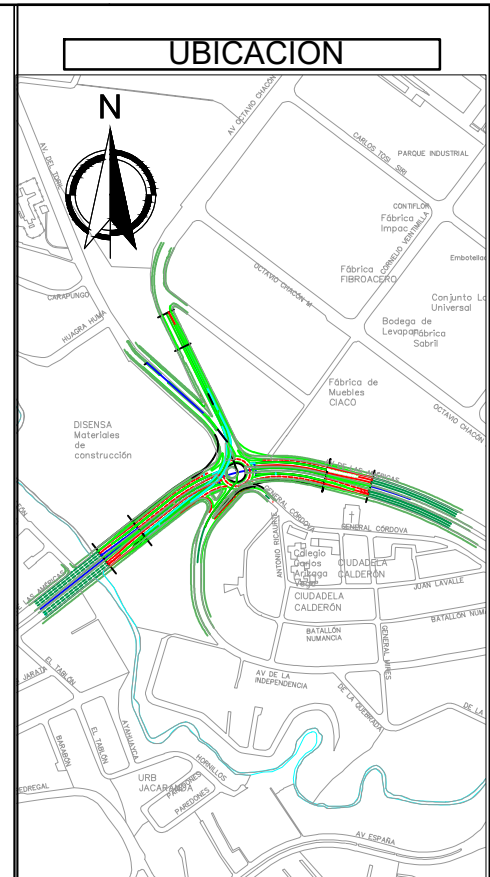
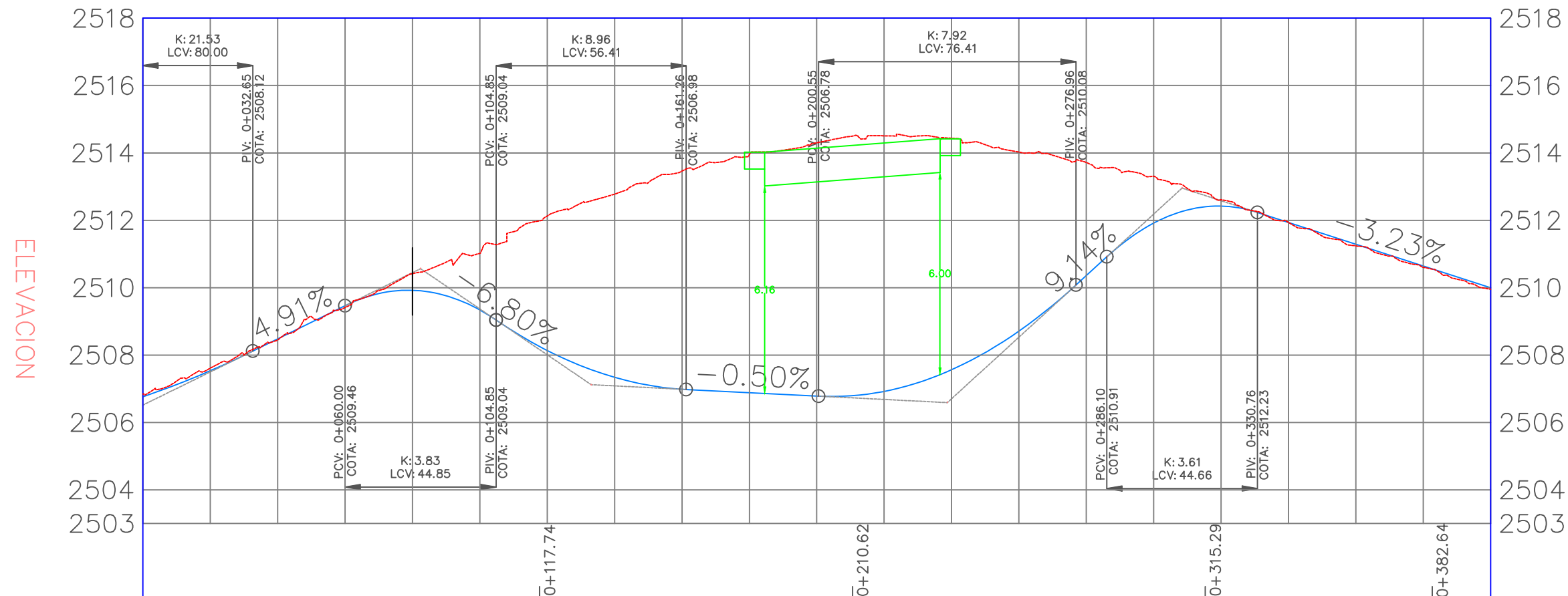
REVISADO POR: Ing. Juan Aviles

FECHA DE ELABORACIÓN: 17/04/2017

ESCALA: 1:750

NUMERACIÓN GENERAL: 1 de 11

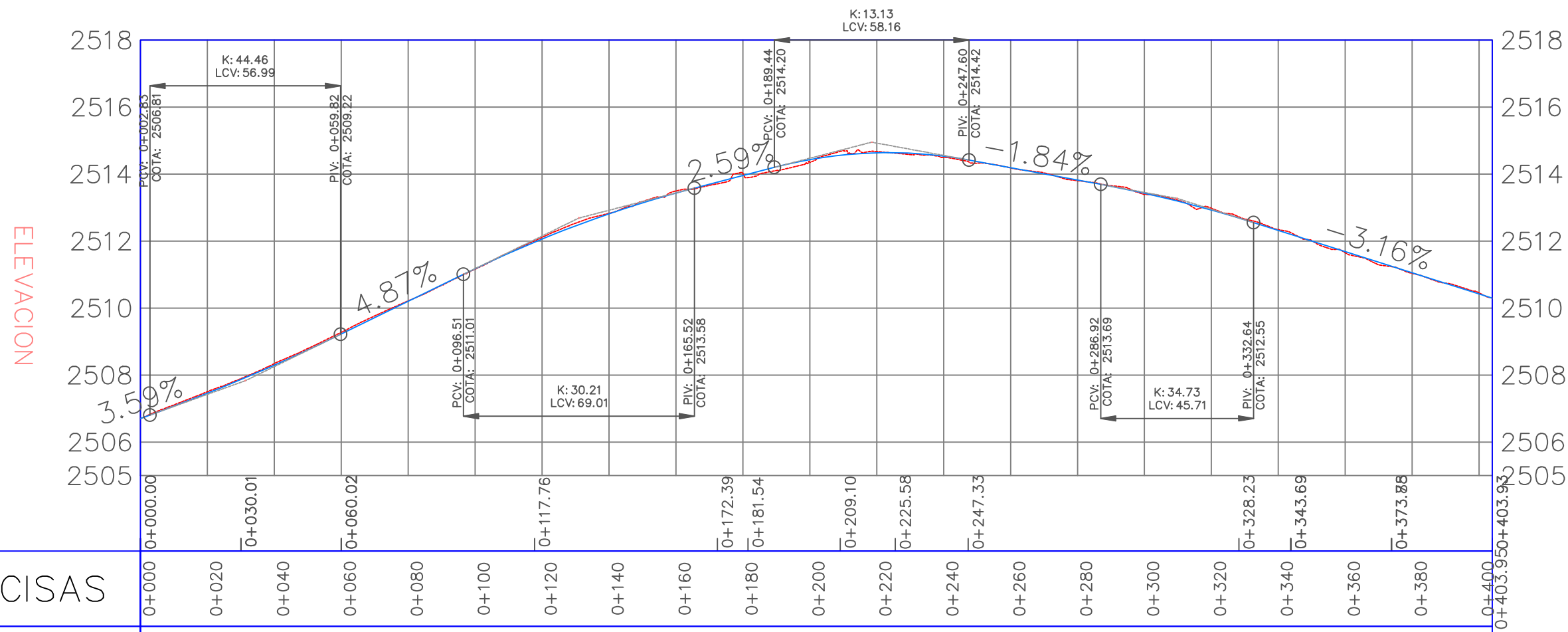
PERFIL EJE CENTRAL AV. DE LAS AMERICAS



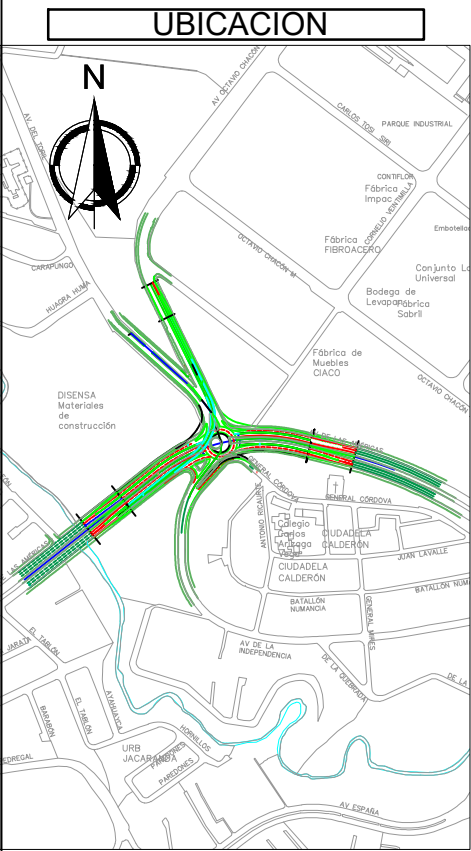
SIMBOLOGIA

	EJE PROYECTO
	EJE ACTUAL
	EJE PROYECTO SECUNDARIO
	PROYECTO PASO ELEVADO
	PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
	PROYECTO PASO DEPRIMIDO
	PROYECTO VERTICAL
	SEÑALIZACION

PERFIL EJE IZQ. AV. DE LAS AMERICAS



ABSCISAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400
CORTE	0.00	0.05	0.04	0.05	0.01		0.05	0.01	0.06	0.07		0.04					0.05	0.02			0.03
ALTURA	0.00					0.01					0.08		0.04	0.01	0.02	0.03			0.03	0.02	
TERRENO NATURAL	2506.71	2507.51	2508.34	2509.27	2510.21	2511.16	2512.11	2512.83	2513.50	2514.02	2514.35	2514.67	2514.50	2514.18	2513.80	2513.40	2512.98	2512.34	2511.65	2511.04	2510.45
PROYECTO	2506.71	2507.46	2508.30	2509.23	2510.20	2511.18	2512.06	2512.81	2513.43	2513.96	2514.43	2514.64	2514.53	2514.19	2513.82	2513.43	2512.93	2512.32	2511.69	2511.06	2510.42



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMERICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

CONTENIDO:
Diseño geométrico nuevo para la
intersección
PERFIL

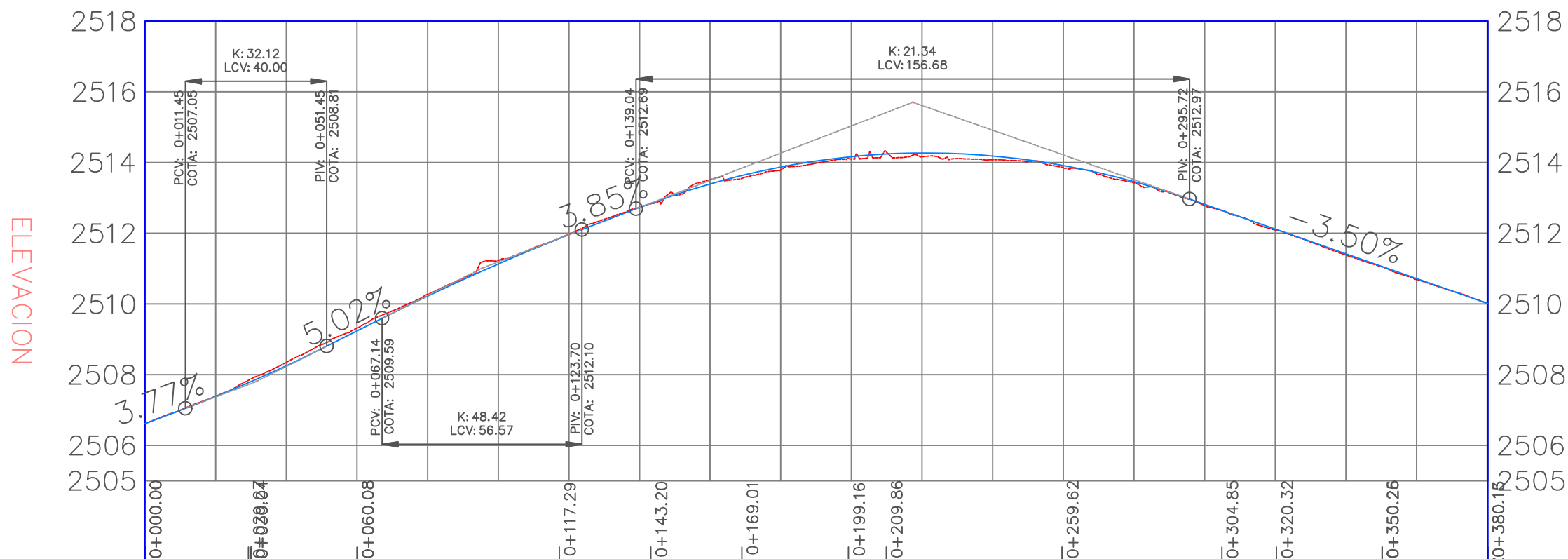
REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

FECHA DE ELABORACIÓN:
16/04/2017

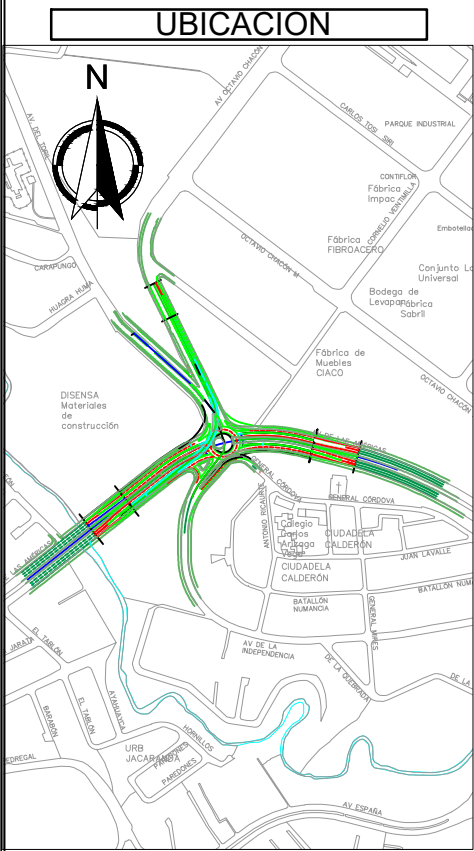
ESCALA:
H 1:1500
V 1:150

NUMERACION GENERAL:
4 de 11

PERFIL EJE DER. AV. DE LAS AMERICAS



ABSCISAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360
CORTE	0.00	0.01	0.10	0.08	0.05	0.10	0.01	0.01	0.12										
ALTURA	0.00									0.08	0.06	0.11	0.11	0.05	0.03	0.03	0.03	0.04	0.03
TERRENO NATURAL	2506.62	2507.39	2508.35	2509.32	2510.27	2511.23	2511.97	2512.73	2513.52	2513.79	2514.10	2514.16	2514.08	2513.86	2513.43	2512.79	2512.09	2511.38	2510.69
PROYECTO	2506.62	2507.38	2508.25	2509.24	2510.22	2511.13	2511.96	2512.73	2513.39	2513.87	2514.17	2514.27	2514.19	2513.92	2513.46	2512.82	2512.12	2511.42	2510.72



SIMBOLOGIA

	EJE PROYECTO
	EJE ACTUAL
	EJE PROYECTO SECUNDARIO
	PROYECTO PASO ELEVADO
	PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
	PROYECTO PASO DEPRIMIDO
	PROYECTO VERTICAL
	SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN ENTRE LA AV. DE LAS AMERICAS Y PASEO RUTA MACHANGARA, CON UN POSIBLE MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

CONTENIDO:
Diseño geométrico nuevo para la intersección
PERFIL

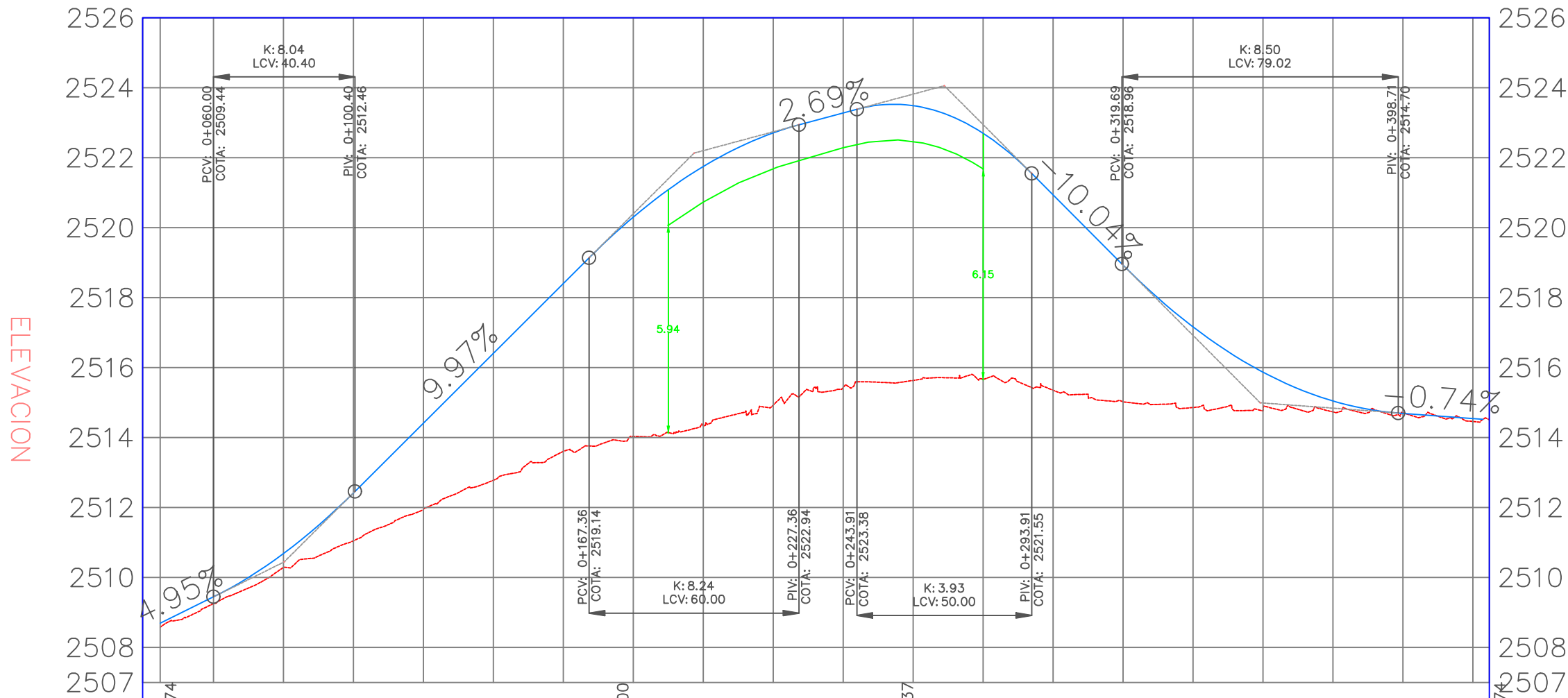
REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

FECHA DE ELABORACIÓN:
16/04/2017

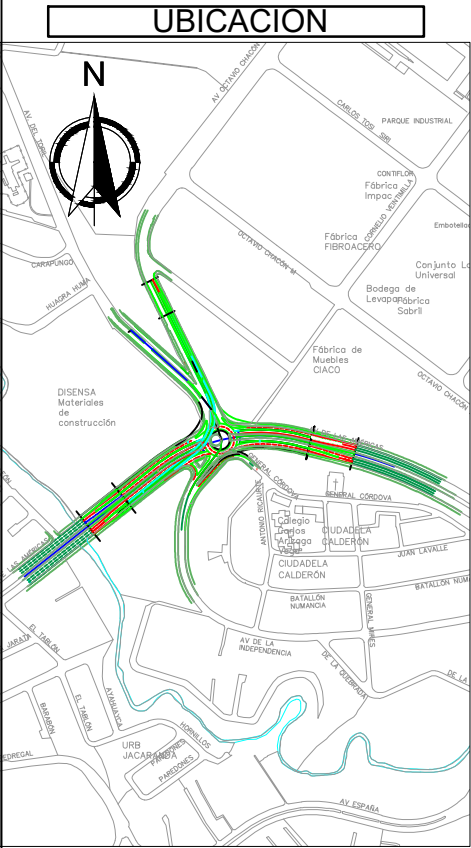
ESCALA:
H 1:1500
V 1:150

NUMERACION GENERAL:
5 de 11

PERFIL EJE PASO ELEVADO



ABSCISAS	-0+005	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420
ALTURA		0.20	0.39	1.37	2.47	3.63	4.80	6.27	7.42	7.78	7.85	7.86	7.02	5.58	3.90	2.31	1.10	0.31		0.09
TERRENO NATURAL		2509.25	2510.29	2511.05	2511.95	2512.78	2513.61	2514.03	2514.33	2514.93	2515.43	2515.63	2515.67	2515.35	2515.03	2514.86	2514.77	2514.73	2514.71	2514.46
PROYECTO		2509.44	2510.68	2512.42	2514.41	2516.41	2518.40	2520.30	2521.75	2522.71	2523.28	2523.49	2522.70	2520.94	2518.93	2517.16	2515.87	2515.05	2514.69	2514.54



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

CONTENIDO:
Diseño geométrico nuevo para la
intersección
PERFIL

REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

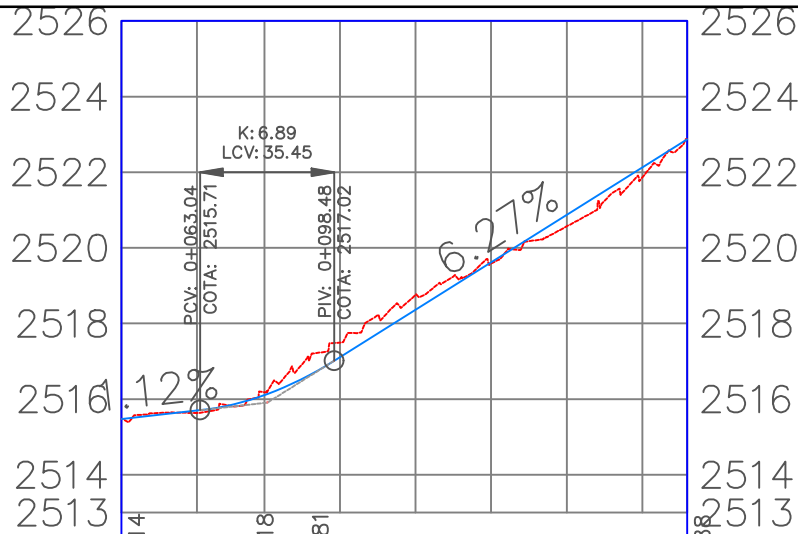
FECHA DE ELABORACIÓN:
16/04/2017

ESCALA:
H 1:1500
V 1:150

NUMERACIÓN GENERAL:
6 de 11

1.

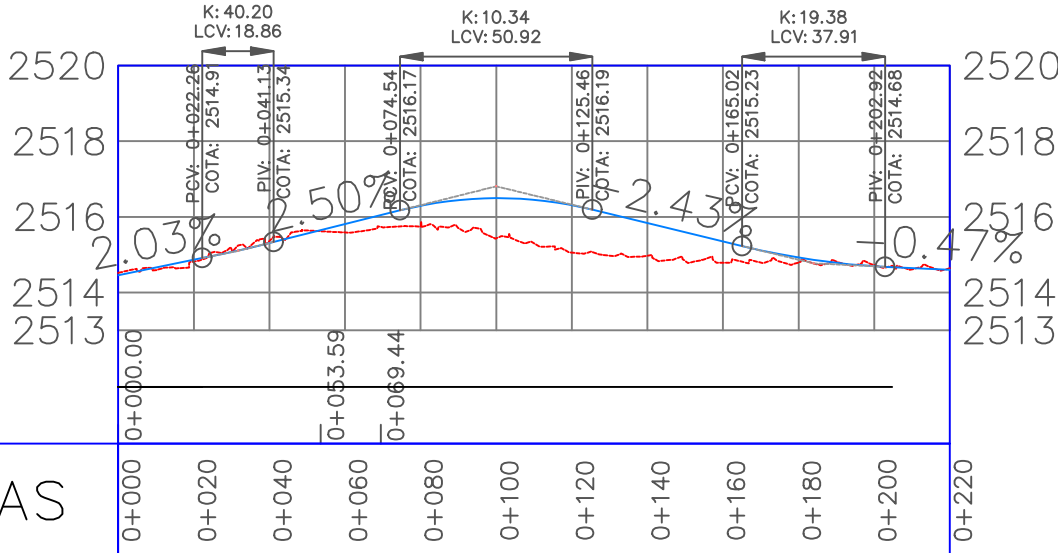
ELEVACION



ABSCISAS	0+042.14	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180
CORTE	0.00	0.08	0.38	0.39			
ALTURA	0.00				0.03	0.30	0.26
TERRENO NATURAL	2515.47	2516.18	2517.49	2518.76	2519.58	2520.57	2521.86
PROYECTO	2515.47	2516.10	2517.11	2518.36	2519.62	2520.87	2522.12

2.

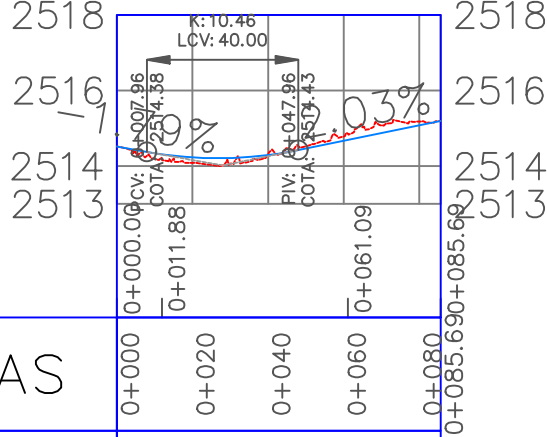
ELEVACION



ABSCISAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220
CORTE			0.06								0.03	0.04
ALTURA		0.05		0.22	0.55	1.06	1.26	0.86	0.56	0.13		
TERRENO NATURAL	2514.52	2514.82	2515.36	2515.59	2515.75	2515.43	2515.05	2514.97	2514.79	2514.80	2514.73	2514.64
PROYECTO		2514.86	2515.31	2515.81	2516.29	2516.49	2516.31	2515.84	2515.35	2514.92	2514.70	2514.60

3.

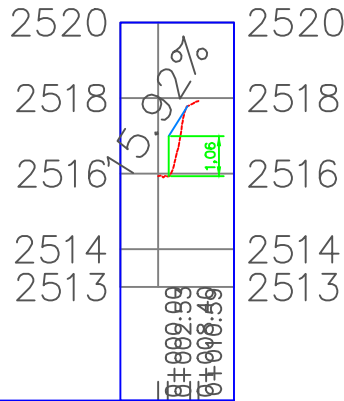
ELEVACION



ABSCISAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+085.69
CORTE	0.00		0.03	0.12	0.10
ALTURA	0.00	0.14			
TERRENO NATURAL	2514.52	2514.09	2514.32	2514.79	2515.18
PROYECTO	2514.52	2514.23	2514.29	2514.67	2515.08

4.

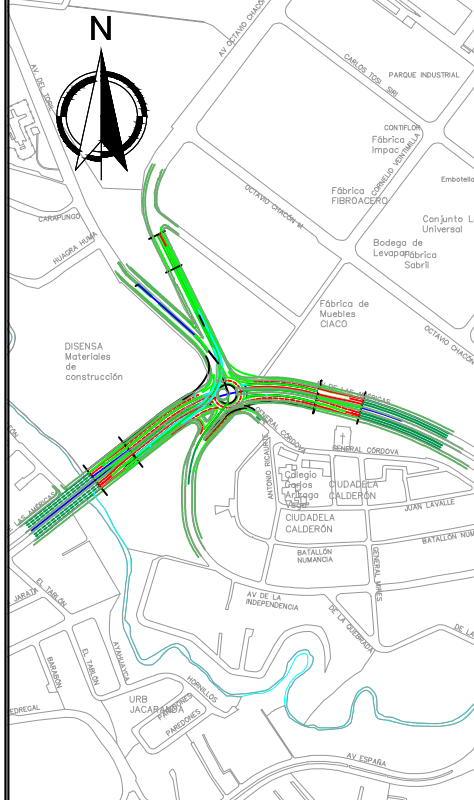
ELEVACION



ABSCISAS	-0+010	0+000	0+020
CORTE			
ALTURA			
TERRENO NATURAL		2515.94	

1. PERFIL EJE DE LA AV. DEL TORIL
2. PERFIL EJE DE LA AV. PASEO RÍO MACHANGARA
3. PERFIL EJE AV. DE LA INDEPENDENCIA
4. PERFIL DEL EMPATE ENTRE LA AV. PASEO RÍO MACHANGARA Y LA AV. DEL TORIL

UBICACION



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



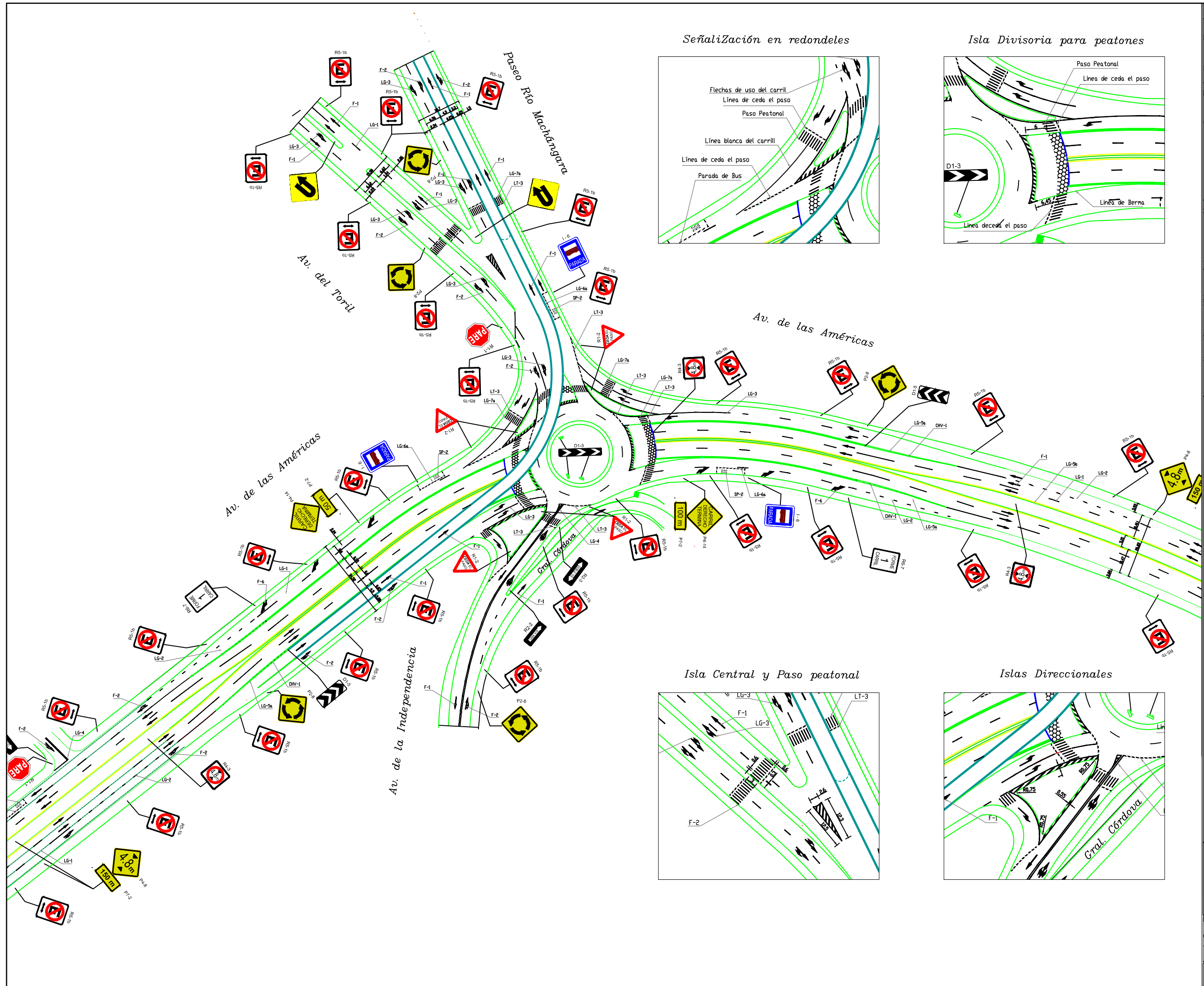
REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

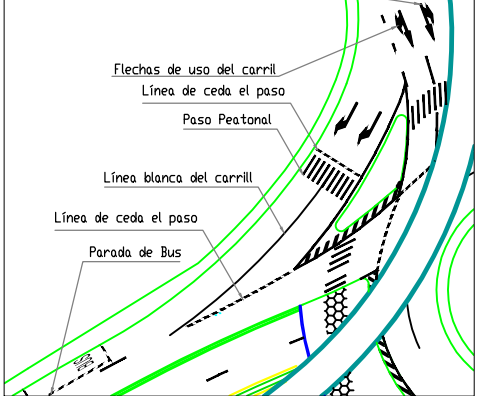
UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

CONTENIDO:
Diseño geométrico nuevo para la
intersección
PERFIL

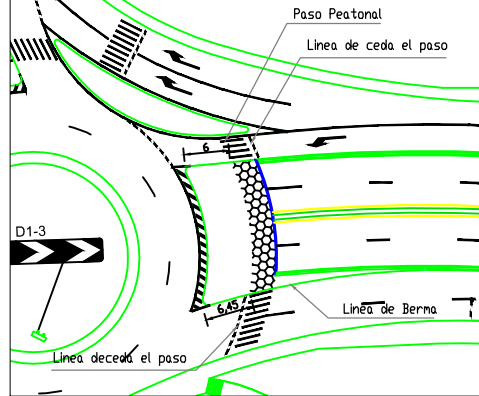
FECHA DE ELABORACIÓN:
16/04/2017
ESCALA:
H 1:2000
V 1:200
NUMERACIÓN GENERAL:
7 de 11



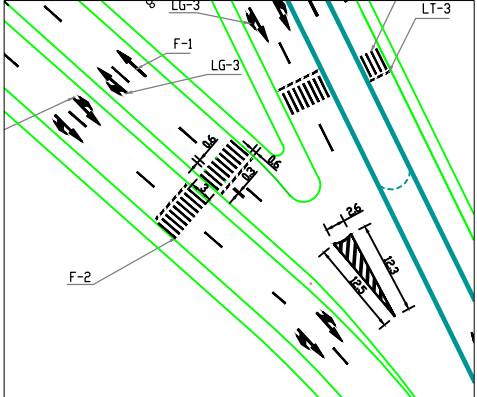
Señalización en redondeles



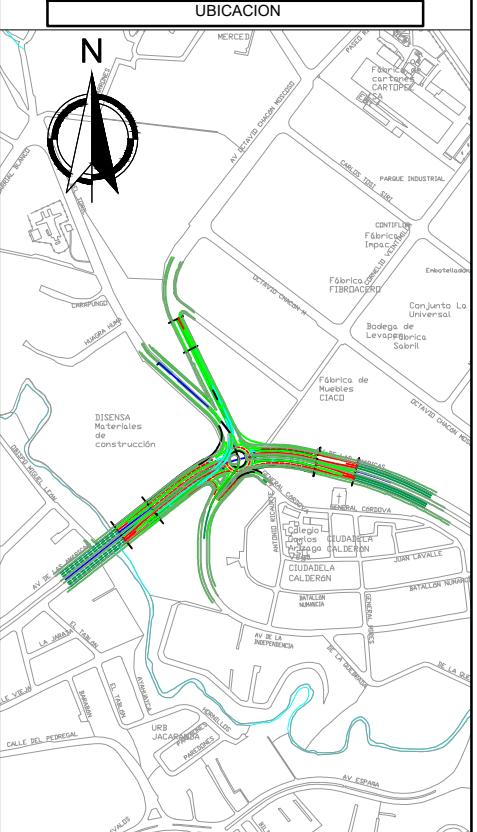
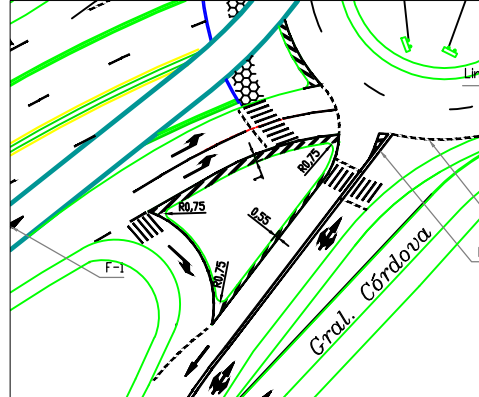
Isla Divisoria para peatones



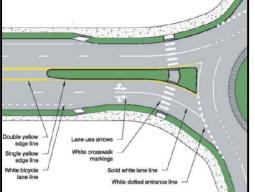
Isla Central y Paso peatonal



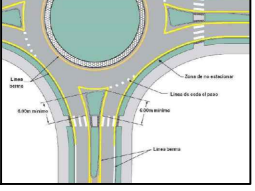
Islas Direccionales



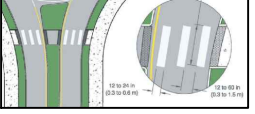
Señalización en redondeles



Isla Divisoria para peatones



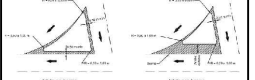
Paso Peatonal



Islas Centrales

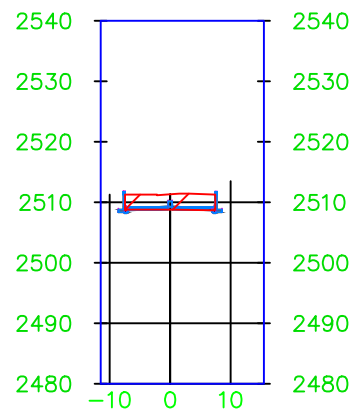


Islas Direccionales

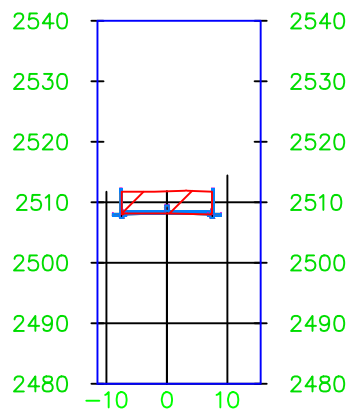


 <p>UNIVERSIDAD DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>			
<p>PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN ENTRE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y PASEO RUTA MACHANGARA, CON UN POSIBLE MEJORAMIENTO VIAL"</p>			
<p>REALIZADO POR: Christian Toledo Jose Romero.</p>	<p>CONTENIDO: Diseño geométrico nuevo para la intersección SEÑALIZACIÓN</p>		
<p>REVISADO POR: Ing. Juan Aviles</p>	<p>FECHA DE ELABORACIÓN: 16/04/2017</p>	<p>ESCALA: H 1:1500</p>	<p>NUMERACIÓN GENERAL: 8 de 11</p>

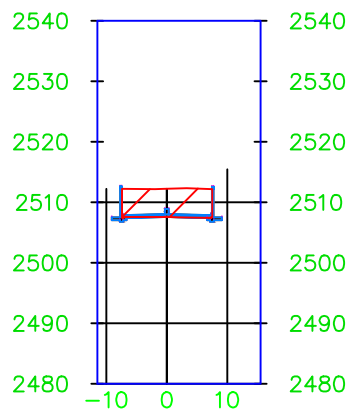
0+102.65



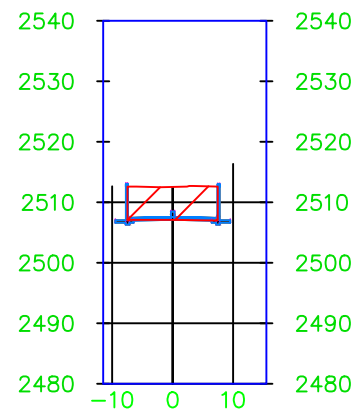
0+112.65



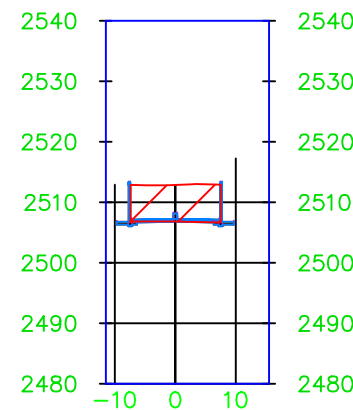
0+122.65



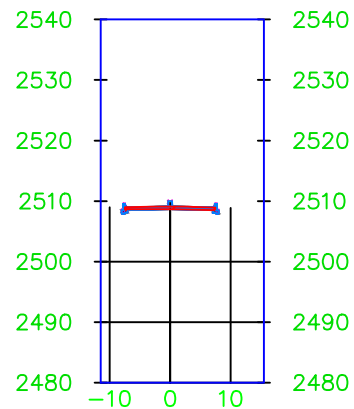
0+132.65



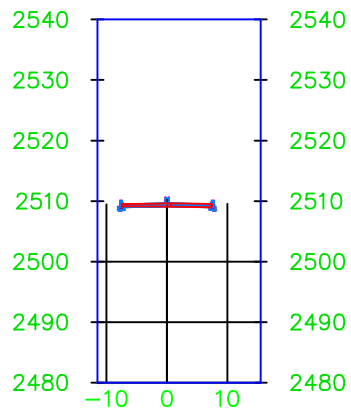
0+142.65



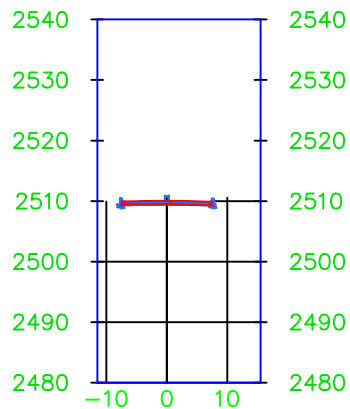
0+052.65



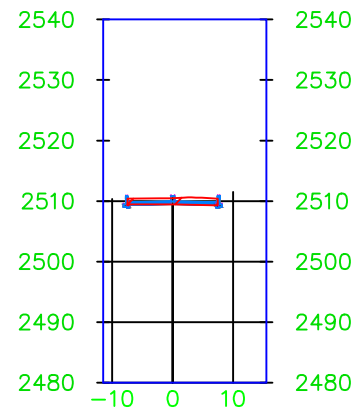
0+062.65



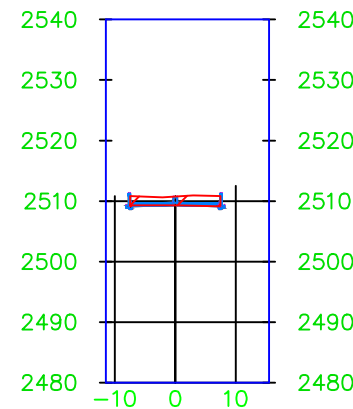
0+072.65



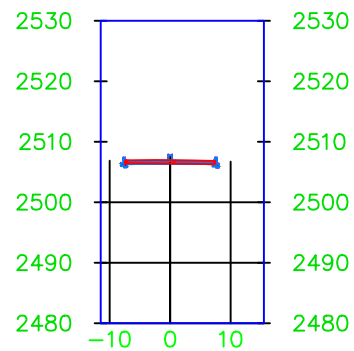
0+082.65



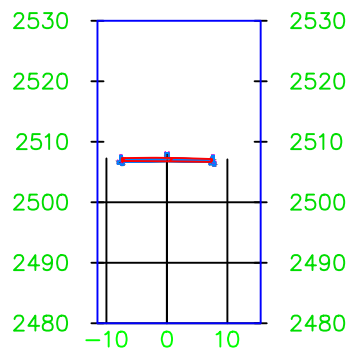
0+092.65



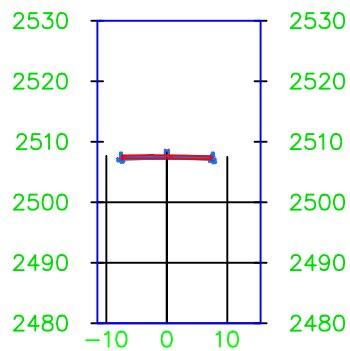
0+002.65



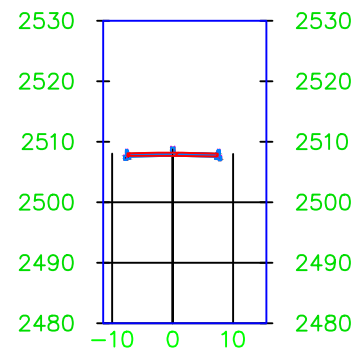
0+012.65



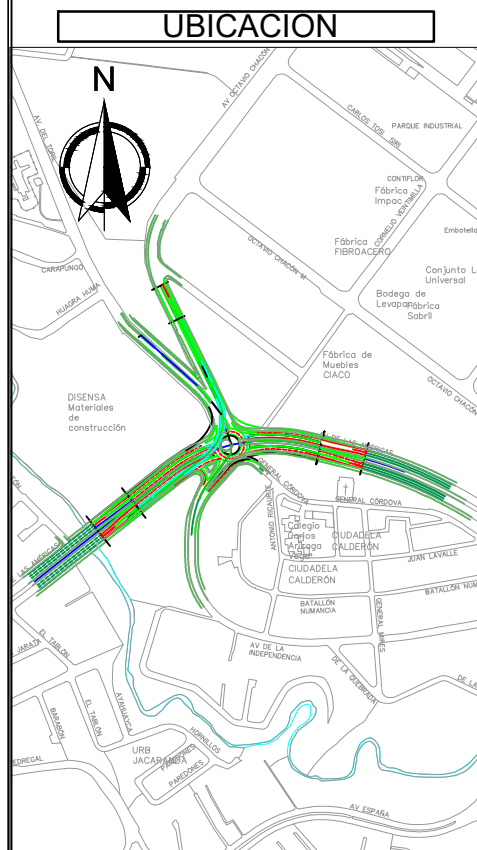
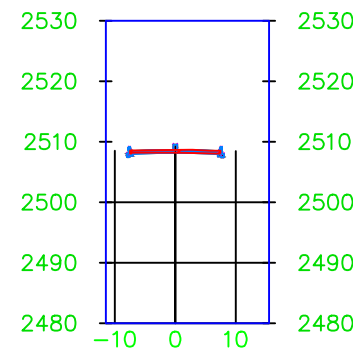
0+022.65



0+032.65



0+042.65



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMERICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

CONTENIDO:
**Diseño geométrico nuevo para la
intersección**
ÁREA DE CORTE, PASO DEPRIMIDO

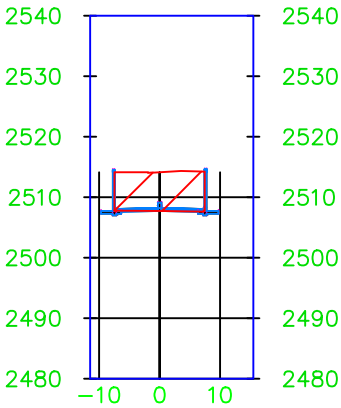
REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

FECHA DE ELABORACION:
16/04/2017

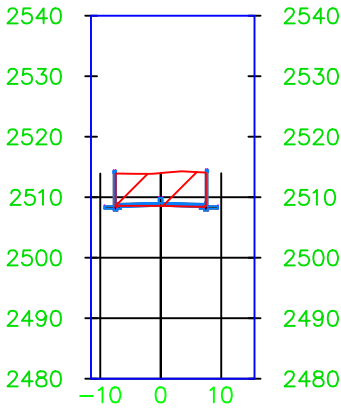
ESCALA:
H 1:1250
V 1:125

NUMERACION GENERAL:
9 de 11

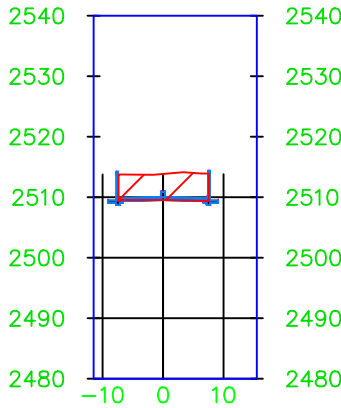
0+252.65



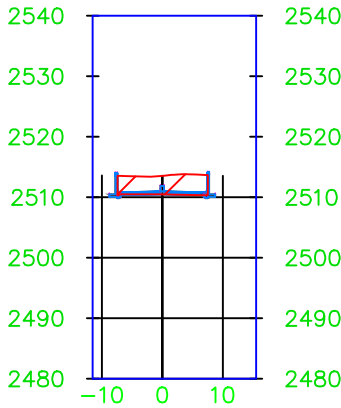
0+262.65



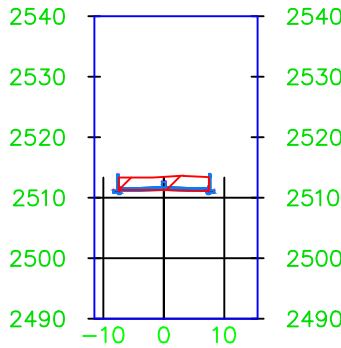
0+272.65



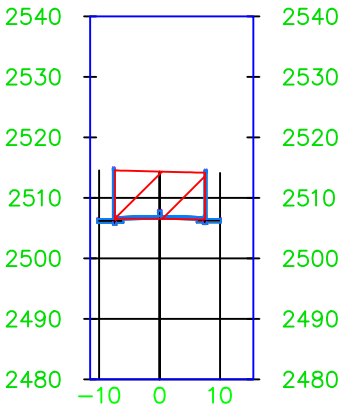
0+282.65



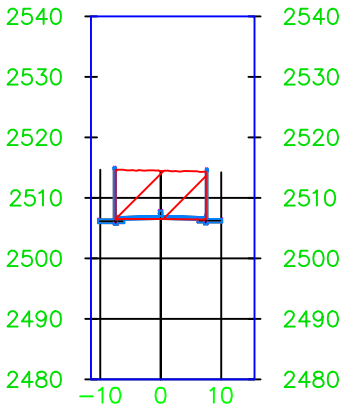
0+292.65



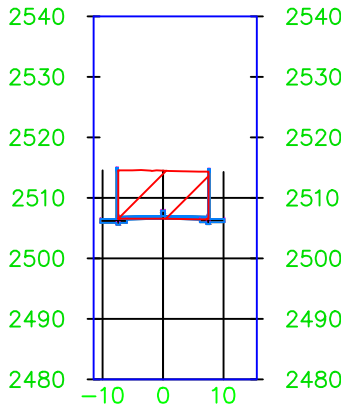
0+202.65



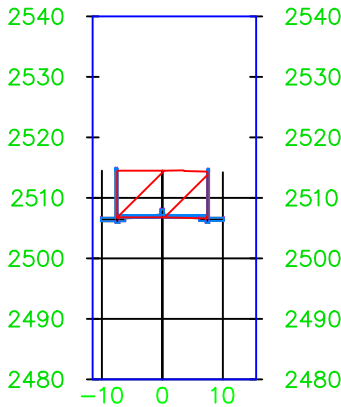
0+212.65



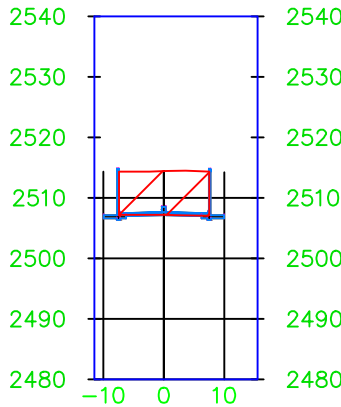
0+222.65



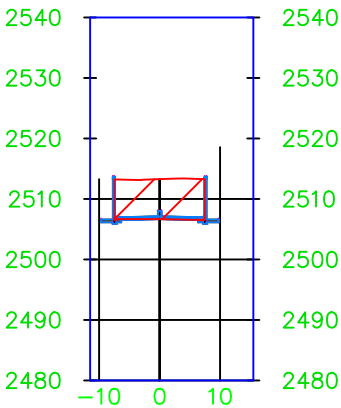
0+232.65



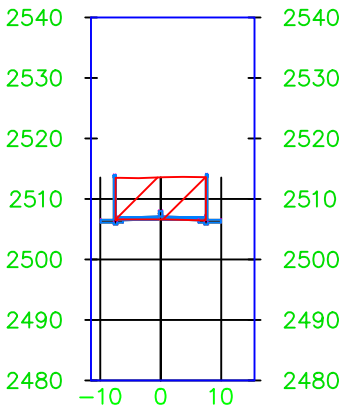
0+242.65



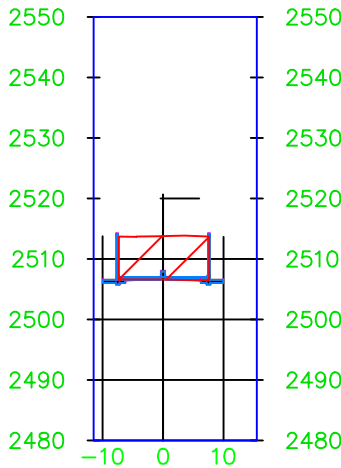
0+152.65



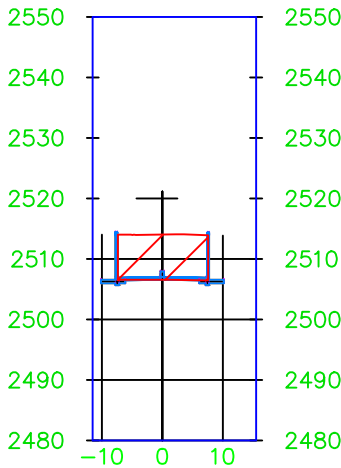
0+162.65



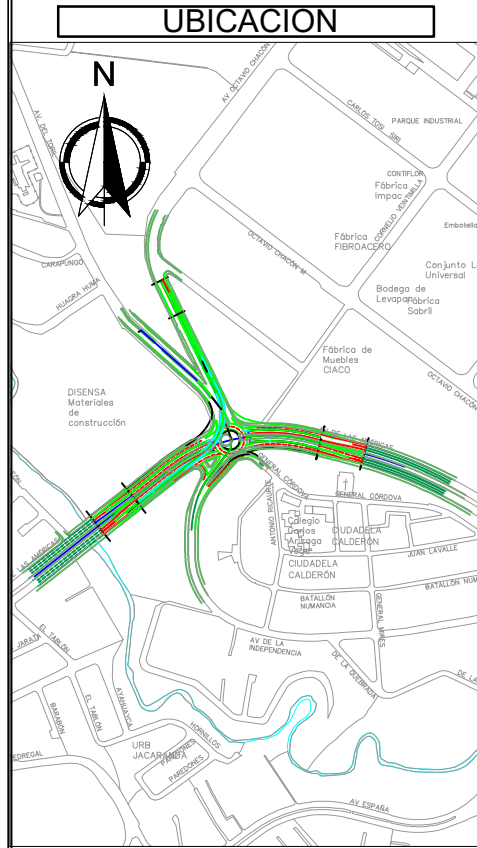
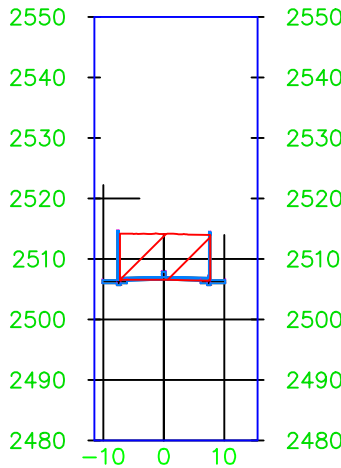
0+172.65



0+182.65



0+192.65



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

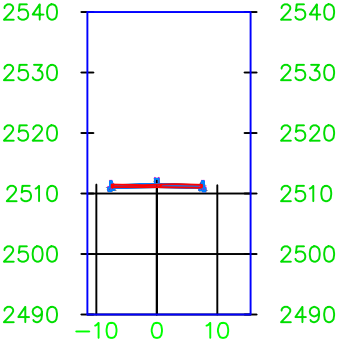
REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

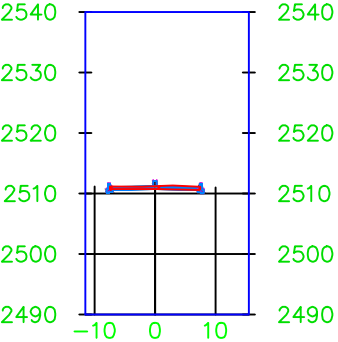
CONTENIDO:
**Diseño geométrico nuevo para la
intersección**
ÁREA DE CORTE, PASO DEPRIMIDO

FECHA DE ELABORACIÓN: 16/04/2017
ESCALA: H 1:1250
V 1:125
NUMERACIÓN GENERAL: 10 de 11

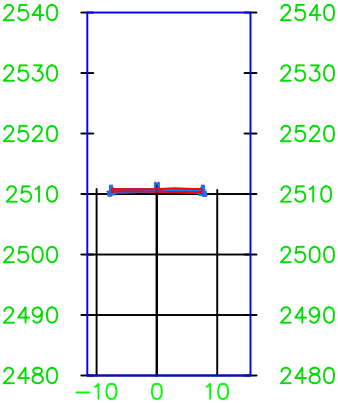
0+352.65



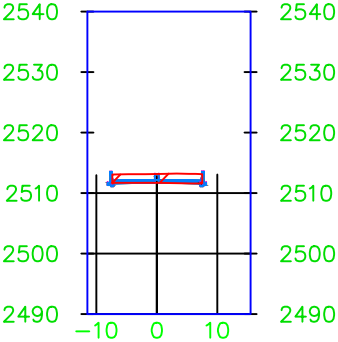
0+362.65



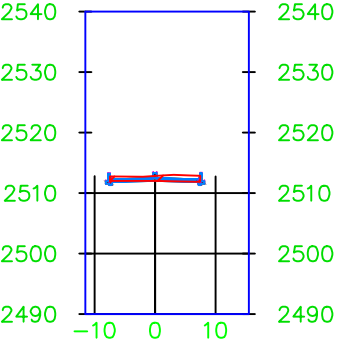
0+372.65



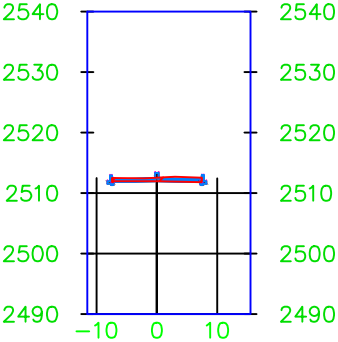
0+302.65



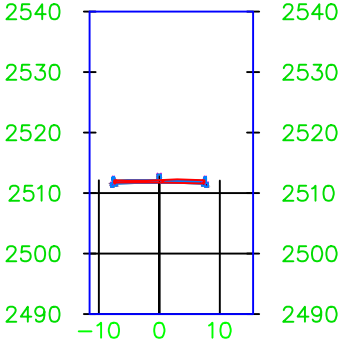
0+312.65



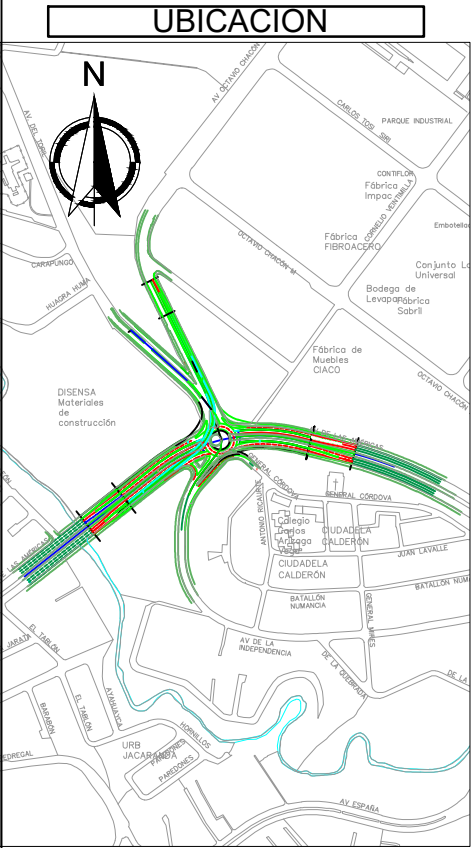
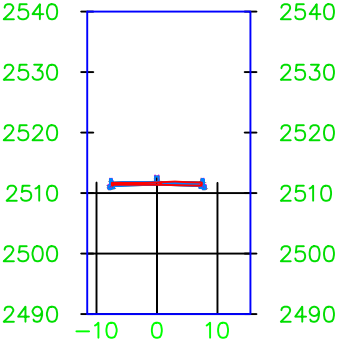
0+322.65



0+332.65



0+342.65



SIMBOLOGIA

- EJE PROYECTO
- EJE ACTUAL
- EJE PROYECTO SECUNDARIO
- PROYECTO PASO ELEVADO
- PROYECTO A NIVEL DE TERRENO
- PROYECTO PASO DEPRIMIDO
- PROYECTO VERTICAL
- SEÑALIZACION



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA INTERSECCIÓN
ENTRE LA AV. DE LAS AMÉRICAS Y PASEO RUTA
MACHANGARA, CON UN POSIBLE
MEJORAMIENTO VIAL"

REALIZADO POR:
Christian Toledo
Jose Romero.

CONTENIDO:
**Diseño geométrico nuevo para la
intersección**
ÁREA DE CORTE, PASO DEPRIMIDO

REVISADO POR:
Ing. Juan Aviles

FECHA DE ELABORACIÓN:
16/04/2017

ESCALA:
H 1:1250
V 1:125

NUMERACIÓN GENERAL:
11 de 11